



TUGAS AKHIR-RC-14-1501

**MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH
SAKIT UMUM PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN SEBAGIAN PRATEKAN**

IKHSAN FAHROZI
NRP 3112 100 705

Dosen Pembimbing :
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.
Budi Suswanto, ST., MT., PhD.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT (RC-14-1501)

**MODIFICATION OF PEKANBARU PUBLIC HOSPITAL
BUILDING DESIGN USING REINFORCED CONCRETE AND
PRESTRESSED CONCRETE**

**IKHSAN FAHROZI
NRP 3112 100 705**

**Academic Supervisors :
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA.
Budi Suswanto, ST., MT., PhD.**

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016**

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM PEKANBARU MENGGUNAKAN BETON BERTULANG DAN SEBAGIAN PRATEKAN

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh:

**IKHSAN FAHROZI
NRP. 3112 100 705**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Prof. Dr. Ir. I G. W. Raka, DEA. (Pembimbing I)
2. Budi Suswanto, ST., MT., PhD. (Pembimbing II)

**SURABAYA
JULI, 2016**

MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM PEKANBARU MENGGUNAKAN BETON BERTULANG DAN SEBAGIAN PRATEKAN

Nama Mahasiswa : Ikhsan Fahrozi
NRP : 3112 100 705
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA.
Budi Suswanto, ST.MT. PhD.

Abstrak

Pembangunan Rumah Sakit Umum di Pekanbaru menggunakan desain yang sama dengan Rumah Sakit Umum Koja Jakarta, namun terdapat beberapa bagian yang dimodifikasi. Modifikasi yang dilakukan adalah perubahan bentang balok tanpa kolom pada lantai 16 dan atap yang semulanya memiliki bentang 8 m menjadi 18.9 m, perubahan panjang bentang tanpa kolom dilakukan untuk memenuhi kebutuhan ruangan rapat dan seminar. Jumlah lantai dari gedung rumah sakit ini adalah 16 lantai dan 1 basemen. Perbedaan jenis tanah dan kelas gempa antara Pekanbaru dan Jakarta juga mengakibatkan adanya perubahan analisa pondasi.

Tugas akhir ini meliputi perencanaan struktur sekunder, struktur utama non-pratekan, struktur utama pratekan dan pondasi. Struktur pratekan pada tugas akhir ini menggunakan metode post-tension (paska tarik) dengan sistem penghubung antara balok pratekan dan kolom menggunakan konsol pendek.

Gedung Rumah Sakit ini juga direncanakan dengan menggunakan Sistem Ganda. Sistem Ganda merupakan system struktur dimana system portal bekerja bersama dinding geser untuk menahan beban yang bekerja, terutama beban gempa.

Modifikasi perencanaan struktur ini dilakukan dengan menggunakan panduan peraturan perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung SNI 03-2847-2013, perencanaan

ketahanan gempa SNI 03-1726-2012, SNI 03-1727-2012 dan PPIUG 1983.

Kata Kunci: Koja Jakarta, Beton pratekan, Post-tension

MODIFICATION OF PEKANBARU PUBLIC HOSPITAL BUILDING DESIGN USING REINFORCED CONCRETE AND PRESTRESSED CONCRETE

Student Name : Ikhsan Fahrozi
NRP : 3112 100 705
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Academic Supervisor : Prof. Dr. Ir. I G. P. Raka, DEA.
Budi Suswanto, ST.MT. PhD.

Abstrak

The development of Pekanbaru Public Hospital using the structural design of Koja Jakarta Public Hospital, but there is some modification. The modification of the structural design is to change the length of the beam from 8m to 18.9m at 16th floor and rooftop, this modification can make an extended room for meeting and seminar. This hospital have 16 floor and 1 basement. The different between soil and earthquake classification also change the foundation form of this building.

This final project is included the design of secondary structural, primary non-prestressed structural, and foundation. The prestressed beam method is the post tension method, using the console connection for beam column joint.

This Hospital using the dual system method. Dual system method is a combination between frame structure and shear wall structure that working together to resist the force.

The modification of the structural design of the building is based on the latest regulations in Indonesia, such as SNI 03-2847-2013 about the concrete building structure, SNI 03-1727-2012 about the building resistance of earthquake, SNI-03-1727-2012 and PPIUG 1983.

Kata Kunci: Koja Jakarta, Prestressed, Post-tension

(halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar Pengesahan	iii
Abstrak	iv
Kata Pengantar	viii
Daftar Isi	x
Daftar Tabel	xvi
Daftar Gambar	xviii
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	5
1.3 Tujuan Perencanaan	5
1.4 Batasan Masalah	6
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 7
2.1 Umum	7
2.2 Beton Prategang	7
2.2.1 Jenis Beton Prategang	7
2.2.2 Prinsip Dasar	9
2.2.3 Material Prategang	13
2.2.4 Tahapan Pembebanan	15
2.2.5 Daerah Limit Kabel	15
2.2.6 Kehilangan Prategang	16
2.2.7 Momen Retak	20
2.2.8 Momen Nominal	21
2.2.9 Kontrol Lendutan	22
2.3 Beton Prategang Pada Bangunan Tinggi	24
2.4 Efisiensi Beton Prategang	24
2.5 Pengaruh Kolom Terhadap Balok Prategang	25
2.6 Helipad Pada Bangunan	25

BAB III METODOLOGI.....	27
3.1 Umum	27
3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	27
3.3 Pengumpulan Data	29
3.4 Studi Literatur	29
3.5 Perencanaan Struktur Sekunder	30
3.6 Preliminary Desain	32
3.7 Pembebanan	34
3.8 Analisa Model Struktur.....	35
3.9 Perhitungan Struktur Utama Non Pratekan	35
3.10 Perhitungan Struktur Utama Pratekan	38
3.10.1 Desain Penampang.....	38
3.10.2 Gaya Pratekan.....	38
3.10.3 Daerah Limit Kabel	39
3.10.4 Kontrol Tegangan	39
3.10.5 Kehilangan Prategang.....	39
3.10.6 Kontrol Lentur	40
3.10.7 Kontrol Geser	40
3.10.8 Kontrol Lendutan.....	41
3.10.9 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan.....	41
3.10.10 Pengangkuruan	42
3.11 Perencanaan Pondasi.....	42
3.12 Output Gambar	42
BAB IV PRELIMINARY DESAIN	43
4.1 Data Perencanaan.....	43
4.2 Pembebanan	43
4.3 Perencanaan Dimensi Balok	44
4.3.1 Balok Induk	44
4.3.2 Balok Anak	45
4.3.3 Balok Pratekan.....	46
4.4 Perencanaan Pelat Lantai	47
4.4.1 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai	48
4.4.2 Perhitungan Lebar Efektif Pelat.....	49

4.4.3 Perencanaan Pelat Atap dan Basemen	51
4.5 Perencanaan Kolom	52
BAB V PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER	57
5.1 Perencanaan Pelat	57
5.1.1 Data Perencanaan Pelat.....	57
5.1.2 Pembebanan Pelat.....	57
5.1.3 Penulangan Pelat.....	62
5.1.4 Penulangan Pelat Atap.....	63
5.1.5 Penulangan Pelat Lantai	68
5.1.6 Penulangan Pelat Basemen	68
5.1.7 Penulangan Pelat Helipad	68
5.2 Perencanaan Struktur Tangga.....	69
5.2.1 Tangga 1	69
5.2.2 Tangga 2	79
5.3 Perencanaan Tulang <i>Ramp</i>	81
5.4 Perencanaan Balok Anak	87
5.4.1 Perencanaan Balok Anak Atap	88
5.4.2 Penulangan Balok Anak Atap.....	91
5.4.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur Lapangan	91
5.4.2.2 Perhitungan Tulangan Lentur Tumpuan	93
5.4.2.3 Perhitungan Tulangan Geser	95
5.5 Perencanaan Balok Lift	99
5.5.1 Perencanaan Dimensi Awal Balok Lift	100
5.5.2 Pembebanan Balok Lift	100
5.5.2.1 Pembebanan Balok Penggantung Lift.....	102
5.5.2.2 Pembebanan Balok Penggantung Lift.....	103
5.5.3 Penulangan Balok Lift	104
5.5.3.1 Penulangan Balok Penggantung Lift.....	104
5.5.3.2 Penulangan Balok Penumpu Lift	107

BAB VI PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA.....	109
6.1 Data Perencanaan.....	109
6.2 Pembebanan Gravitasi.....	110
6.2.1 Pembebanan Metode Manual	110
6.2.2 Pembebanan Menggunakan SAP.....	114
6.3 Analisa Beban Gempa	114
6.3.1 Percepatan Respon Spektrum (MCE_R)	114
6.3.2 Parameter Kecepatan Spektral	117
6.3.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)	118
6.3.4 Kontrol Gaya Geser Dasar	120
6.3.5 Kontrol Dual Sistem	124
6.3.6 Kontrol Partisipasi Massa	125
6.3.7 Kontrol Drift	126
 BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEKAN	 131
7.1 Perencanaan Struktur Utama Pratekan.....	131
7.1.1 Data Perencanaan.....	131
7.1.2 Mencari Lebar Efektif.....	131
7.1.3 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton.....	132
7.1.4 Perhitungan Pembebanan.....	134
7.1.5 Penentuan Gaya Pratekan	135
7.1.5.1 Analisa Penampang Global	135
7.1.5.2 Gaya Pratekan Awal (F_o).....	139
7.1.5.3 Penentuan Tendon yang Digunakan	143
7.1.5.4 Kehilangan Gaya Prategang.....	144
7.1.5.5 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan	148
7.1.6 Kontrol Lendutan.....	152
7.1.6.1 Lendutan Saat Jacking	153
7.1.6.2 Lendutan Saat Beban Bekerja	153
7.1.7 Kontrol Momen Nominal	154
7.1.8 Kontrol Momen Retak	156
7.1.9 Daerah Limit Kabel	157
7.1.10 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Sengkang	158

7.1.11 Pengangkuran Ujung	161
7.2 Perencanaan Konsol Pendek.....	163
7.2.1 Data Perencanaan.....	163
7.2.2 Perencanaan Konsol.....	163
 BAB VIII PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON	
PRATEKAN	167
8.1 Perencanaan Balok Induk	167
8.1.1 Penulangan Lentur	167
8.1.2 Penulangan Geser	171
8.1.3 Penulangan Torsi	175
8.1.4 Pemutusan Tulangan.....	178
8.2 Perencanaan Kolom	181
8.2.1 Perencanaan Kolom	181
8.2.2 Kontrol Dimensi Kolom	182
8.2.3 Penulangan Longitudinal Kolom	182
8.2.4 Kontrol Rasio tulangan longitudinal Kolom.....	183
8.2.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	184
8.2.6 Persyaratan “ <i>Strong Column Weak Beam</i> ”	184
8.2.7 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana	186
8.2.8 Pengekangan Kolom.....	187
8.2.9 Panjang Lewatan Sambungan.....	189
8.2.10 Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi.....	190
8.3 Perencanaan Dinding Geser.....	191
8.3.1 Data Perencanaan Dinding Geser	191
8.3.2 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser	191
8.3.3 Kontrol Dmensi Penampang Terhadap Gaya Geser	192
8.3.4 Penulangan Geser <i>Shear Wall</i>	192
8.3.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal	193

8.3.6 Kontrol Rasio Tulangan Vertikal dan Horizontal..	193
8.3.7 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal ..	194
8.3.8 Kontrol Komponen Batas	194
8.3.9 Penulangan Pada Komponen Batas	196
8.3.10 Kontrol Desain Shearwall dengan spColumn	196
8.4 Hubungan Balok Kolom.....	197
8.4.1 Hubungan Balok Kolom	198
8.4.2 Tulangan Transversal Pada HBK	199
8.4.3 Cek Geser Pada HBK	199
BAB IX PERENCANAAN PONDASI	203
9.1 Umum	203
9.2 Pondasi Kolom dan <i>Shear Wall</i>	203
9.2.1 Spesifikasi Tiang Pancang.....	205
9.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal	206
9.2.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	214
9.2.4 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang.....	218
9.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral ..	221
9.2.6 Perencanaan Poer	222
9.3 Perencanaan Dinding Penahan Tanah	229
9.3.1 Umum	229
9.3.2 Data Tanah.....	229
9.3.3 Gaya yang Bekerja Pada Dinding.....	230
9.3.4 Spesifikasi Dinding yang digunakan	233
9.4 Perencanaan sloof	233
9.4.1 Penulangan Lentur Sloof	233
9.4.2 Penulangan Geser Sloof.....	234
BAB X KESIMPULAN DAN SARAN.....	237
10.1 Kesimpulan	237
10.2 Saran	239
Daftar Pustaka.....	241
Lampiran	243
Biodata Penulis	251

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Tabel Jenis Tendon	14
Tabel 2.2	Tabel Koefisien Susut	20
Tabel 3.1	Tebal Minimum Plat Tanpa Balok Interior	30
Tabel 3.2	Tebal Minimum Balok	31
Tabel 3.3	Syarat Batas Lendutan	41
Tabel 4.1	Preliminary Desain Balok Induk	45
Tabel 4.2	Preliminary Desain Balok Anak	46
Tabel 4.3	Pembebanan Kolom Lantai 16-12	53
Tabel 4.4	Pembebanan Kolom Lantai 11-7	55
Tabel 6.1	Berat Lantai Atap	110
Tabel 6.2	Berat Lantai 1-14	111
Tabel 6.3	Berat Lantai 15-16	112
Tabel 6.4	Berat Lantai Helipad	113
Tabel 6.5	Berat Dari SAP	114
Tabel 6.6	Koefisien F_a	116
Tabel 6.7	Koefisien F_v	116
Tabel 6.8	Kategori Resiko Berdasarkan S_{ds}	117
Tabel 6.9	Kategori Resiko Berdasarkan S_{d1}	118
Tabel 6.10	Koefisien Batas Atas Peroida Gedung	119
Tabel 6.11	Perioda Berdasarkan Permodelan SAP2000	120
Tabel 6.12	Berat Gedung Berdasarkan SAP2000	121
Tabel 6.13	Gaya Geser Gempa SAP2000	122
Tabel 6.14	Gaya Geser Gempa Faktor Skala SAP2000	123
Tabel 6.15	Total Reaksi Perletakan	124
Tabel 6.16	Persentase Gaya Geser	125
Tabel 6.17	Partisipasi Massa	125
Tabel 6.18	Batas Simpangan Gedung	126
Tabel 6.19	Drift Gempa Arah X	128
Tabel 6.20	Drift Gempa Arah Y	129
Tabel 7.1	Tabel Penulangan Konsol	165
Tabel 8.1	Penulangan Balok Induk	170
Tabel 8.2	Momen Probabilitas	171

Tabel 8.3	Gaya Dalam Pada Kolom	183
Tabel 8.4	Tipe HBK.....	198
Tabel 8.5	HBK Tipe A Kolom 90/90	199
Tabel 8.6	Tulangan pada HBK	199
Tabel 8.7	Geser Pada HBK Tipe A	201
Tabel 8.8	Geser Pada HBK Tipe B	201
Tabel 9.1	Gaya Dalam Pada Kolom.....	204
Tabel 9.2	Gaya Dalam Pada <i>Shear Wall</i>	205
Tabel 9.3	Daya Dukung Tanah	209
Tabel 9.4	Kebutuhan Tiang Pancang Kolom	215
Tabel 9.5	Kebutuhan Gabungan Tiang Pancang SW Tipe 1...	216
Tabel 9.6	Kebutuhan Gabungan Tiang Pancang SW Tipe 2...	216
Tabel 9.7	Tipe Tipe Kombinasi Tiang Pancang.....	217
Tabel 9.8	Kontrol Daya Dukung Tiang Kelompok.....	218
Tabel 9.9	Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang.....	220
Tabel 9.10	Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap gaya Lateral.....	222
Tabel 9.11	Tegangan Tanah.....	231
Tabel 9.12	Momen Pada Dinding Penahan Tanah.....	232

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Area kolom yang akan dihilangkan pada lantai 16.....	2
Gambar 1.2	Area Kolom yang Akan dihilangkan pada lantai Atap.....	2
Gambar 1.3	Denah balok pratekan pada lantai 16	3
Gambar 1.4	Denah Balok Pratekan pada Lantai Atap	3
Gambar 1.5	Potongan Asli dan Modifikasi.....	4
Gambar 2.1	Proses <i>Pre-tensioned prestressed concrete</i>	8
Gambar 2.2	Proses <i>post-tensioned prestressed concrete</i>	9
Gambar 2.3	Tegangan Pada Beton Prategang.....	10
Gambar 2.4	Tendon dengan Eksentrisitas.....	11
Gambar 2.5	Tegangan yang bekerja pada beton pratekan	11
Gambar 2.6	Sistem pratekan dengan baja mutu tinggi	11
Gambar 2.7	Beban Merata yang bekerja pada tendon	12
Gambar 2.8	Daerah Limit Kabel Bawah.....	16
Gambar 2.9	Daerah Limit Kabel Atas	16
Gambar 2.10	Sudut Pusat Tendon	17
Gambar 2.11	Beban Helikopter	26
Gambar 2.12	Marka Helipad.....	26
Gambar 3.1	Metodologi dan Tahapan Pekerjaan.....	28
Gambar 3.2	Pekerjaan Kolom.....	32
Gambar 3.3	Pengecoran Balok Pratekan.....	33
Gambar 3.4	Pemberian Gaya Prategang	33
Gambar 3.5	Peletakan Balok Pratekan Pada Kolom.....	33
Gambar 4.1	Jenis Balok Gedung Rumah Sakit.....	45
Gambar 4.2	Lokasi Pelat yang direncanakan	49
Gambar 4.3	Area Pembebanan Kolom	52
Gambar 5.1	Pelat yang Direncanakan.....	63
Gambar 5.2	Detail Tebal Pelat.....	64
Gambar 5.3	Tampak atas Tangga 1	70
Gambar 5.4	Tampak Samping Tangga 1	70
Gambar 5.5	Permodelan Struktur Tangga 1.....	72

Gambar 5.6	Gaya Dalam Pada Tangga 1	75
Gambar 5.7	Tampak atas Tangga 2	80
Gambar 5.8	Tampak Samping Tangga 2	80
Gambar 5.9	Tampak Samping <i>Ramp</i>	81
Gambar 5.10	Pemodelan Struktur <i>Ramp</i>	83
Gambar 5.11	Balok Anak Atap	88
Gambar 5.12	Pemodelan Balok Anak di SAP2000	90
Gambar 5.13	Detail Penulangan Balok Anak Atap	99
Gambar 5.14	Detail Penulangan Balok Lift	107
Gambar 6.1	Peta Untuk Menentukan Harga S_s	115
Gambar 6.2	Peta Untuk Menentukan S_1	115
Gambar 6.3	Simpangan Arah X	127
Gambar 6.4	Simpangan Arah Y	127
Gambar 6.5	Simpangan Antar Lantai	128
Gambar 7.1	Penampang Balok Pratekan Komposit	137
Gambar 7.2	Diagram Tegangan Tumpuan (a)	149
Gambar 7.3	Diagram Tegangan Lapangan (a)	149
Gambar 7.4	Diagram Tegangan Tumpuan (b)	150
Gambar 7.5	Diagram Tegangan Lapangan (b)	150
Gambar 7.6	Diagram Tegangan Tumpuan (c)	151
Gambar 7.7	Diagram Tegangan Lapangan (c)	151
Gambar 7.8	Diagram Tegangan Tumpuan (d)	152
Gambar 7.9	Diagram Tegangan Lapangan (d)	152
Gambar 7.10	Diagram Penampang Momen Nominal	154
Gambar 7.11	Daerah Limit Kabel	157
Gambar 7.12	Penampang Prategang	161
Gambar 7.13	Penampang Konsol Pendek	163
Gambar 7.14	Penulangan Konsol Pendek	166
Gambar 8.1	Penampang Balok Induk	167
Gambar 8.2	Penampang Balok	181
Gambar 8.3	Grafik Interaksi Aksial dan Momen Kolom	183
Gambar 8.4	Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di Balok	185
Gambar 8.5	Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom dengan $f_s = 1.25f_y$	186

Gambar 8.6	Penualangan Kolom	190
Gambar 8.7	Grafik Interaksi Aksial dan Momen Shearwall..	197
Gambar 8.8	Hubunngan Balok Kolom	198
Gambar 9.1	Pembagian Segmen Tiang Pancang	207
Gambar 9.2	Group Tiang Tipe 1	219
Gambar 9.3	Diagram Gaya Lateral Tiang.....	221
Gambar 9.4	Area Kritis Geser Pons Dua Arah	224
Gambar 9.5	Area Kritis Geser Pons satu Arah	225
Gambar 9.6	Area Geser Akibat Tiang Pancang Individu	226
Gambar 9.7	Area Momen <i>Pile Cap</i>	227
Gambar 9.8	Penulangan Poer.....	229
Gambar 9.9	Lapisan Tanah	230
Gambar 9.10	Diagram Tegangan Tanah	231
Gambar 9.11	Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof	234
Gambar 9.12	Penampang Balok Sloof.....	235

(halaman ini sengaja dikosongkan)

(halaman ini sengaja dikosongkan)

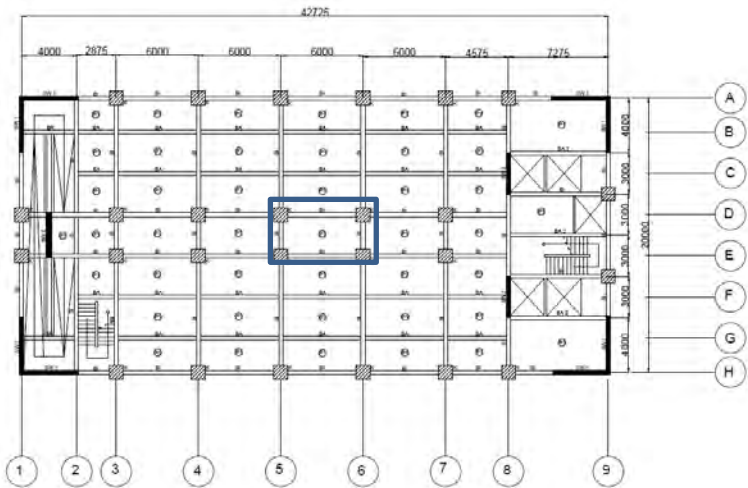
BAB I

PENDAHULUAN

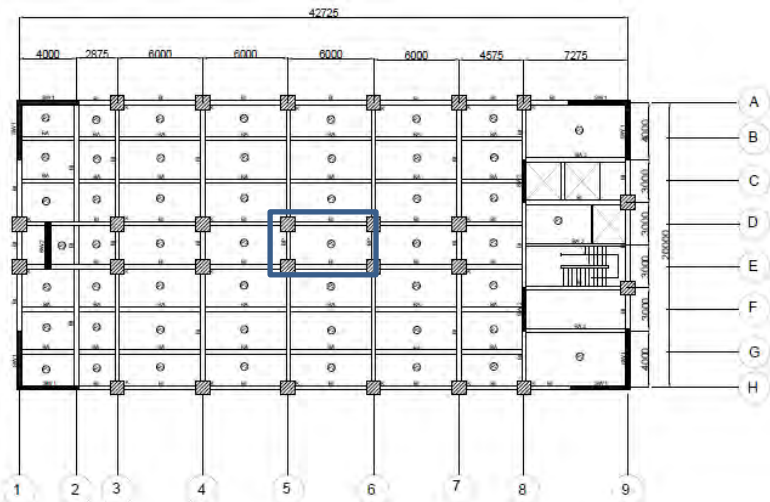
1.1 Latar Belakang

Pekanbaru merupakan salah satu kota yang sedang berkembang di Indonesia. Tingkat perkembangan jumlah penduduk dari tahun ke tahun semakin tinggi. Seiring dengan perkembangan yang terjadi, tingkat kebutuhan fasilitas umum di Pekanbaru ikut meningkat, terutama dalam bidang kesehatan. Jumlah penduduk yang semakin bertambah membuat intensitas penggunaan rumah sakit juga semakin meningkat. Namun, di Pekanbaru hanya terdapat satu Rumah Sakit Umum, hal ini membuat pemerintah merencanakan pembangunan satu rumah sakit umum baru.

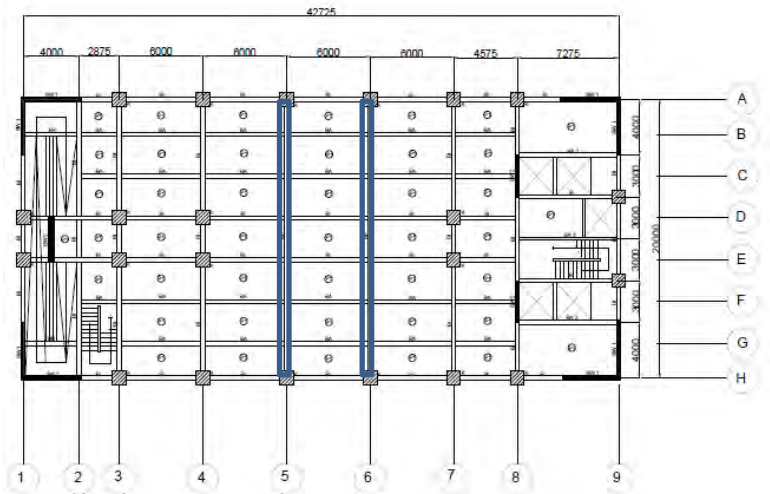
Pembangunan Rumah Sakit Umum di Pekanbaru menggunakan desain yang sama dengan Rumah Sakit Umum Koja Jakarta dengan beberapa modifikasi. Gedung RSU Koja Jakarta terletak di Jl. Deli no. 4 Jakarta Utara dengan jumlah lantai 16 lantai dan 1 basement. Struktur dasar gedung ini menggunakan struktur beton bertulang dengan bentang balok rata-rata 6 m dan 8 m . Modifikasi yang akan dilakukan adalah perubahan bentang balok tanpa kolom pada lantai 16 dan atap yang semula memiliki bentang 8 m menjadi 18.9 m, perubahan panjang bentang tanpa kolom dilakukan untuk memenuhi kebutuhan ruangan rapat dan seminar. Jumlah lantai dari gedung rumah sakit ini adalah 16 lantai dan 1 basemen. Perbedaan jenis tanah dan kelas gempa antara Pekanbaru dan Jakarta juga mengakibatkan perubahan analisa pondasi. Berikut gambar denah dan potongan gedung yang akan dimodifikasi menggunakan beton pratekan.



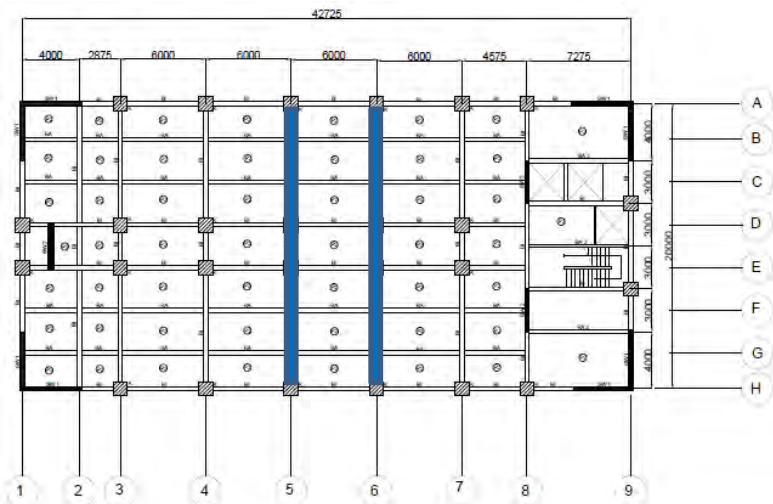
Gambar 1.1 Area Kolom yang akan dihilangkan pada lantai 16



Gambar 1.2 Area Kolom yang akan dihilangkan pada lantai Atap



Gambar 1.3 Denah balok pratekan pada lantai 16



Gambar 1.4 Denah balok pratekan pada lantai Atap

Atas dasar kebutuhan ruangan yang luas tanpa kolom dengan bentang balok 18.9m, maka elemen struktur balok beton

bertulang biasa diganti dengan beton pratekan. Beton pratekan dipilih karena efefitas dan kemampuannya dalam menahan beban untuk bentang panjang. Perbedaan utama antara beton berulang dan beton prategang pada kenyataannya adalah beton bertulang mengkombinasikan beton dan tulangan baja dengan cara menyatukan dan membiarkan keduanya bekerja bersama-sama sesuai keinginannya, sedangkan beton prategang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dan baja mutu tinggi dengan carar-cara aktif(T.Y.Lin 2000). Penggunaan beton pratekan juga mengakibatkan seluruh penampang beton dapat bekerja, berbeda dengan beton bertulang yang penampang nya hanya bekerja diatas garis netral. Jenis beton pratekan yang digunakan untuk bangunan ini adalah *post-tension*, karena proes pengerjaan nya lebih memungkinkan pada bangunan gedung dan tendon juga dapat diletakan sesuai dengan bidang momen balok. Penggunaan beton prategang pada balok bentang terpanjang menimbulkan nilai gaya-gaya dalam(momen, lintang, dan normal) lebih kecil dari nilai gaya-gaya dalam tanpa menggunakan balok beton prategang.(Yenvy Wendy, 2009).



Gambar 1.5 Potongan Asli dan Modifikasi

Modifikasi perencanaan struktur ini dilakukan dengan menggunakan panduan peraturan perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung SNI 03-2847-2013, perencanaan ketahanan gempa SNI 03-1726-2012 dan PPIUG 1983 dengan menggunakan struktur ganda.

1.2 Rumusan Masalah

1.2.1 Umum

Perumusan masalah umum dari modifikasi perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru adalah kebutuhan ruangan pertemuan yang luas tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi

1.2.2 Khusus

1. Bagaimana menentukan permodelan dan asumsi pembebanan ?
2. Bagaimana asumsi perhitungan menggunakan SNI beton 03-2847-2013 dan SNI gempa 03-1726-2012 ?
3. Bagaimana melakukan perhitungan struktur sekunder ?
4. Bagaimana menganalisa struktur bangunan yang telah dimodifikasi menggunakan program bantu SAP ?
5. Bagaimana analisa dan perhitungan pondasi dengan kondisi tanah yang berbeda ?
6. Bagaimana hasil akhir modifikasi gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru dalam autocad ?

1.3 Tujuan Perencanaan

1.3.1 Umum

Tujuan umum dari modifikasi perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru adalah terdapat ruang pertemuan yang luas tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi.

1.3.2 Khusus

1. Merencanakan permodelan dan asumsi pembebanan
2. Merencanakan perhitungan menggunakan SNI beton 03-2847-2013 dan SNI gempa 03-1726-2012.
3. Merencanakan perhitungan struktur sekunder
4. Merencanakan analisa struktur bangunan yang telah dimodifikasi menggunakan program bantu SAP.
5. Merencanakan analisa dan perhitungan pondasi dengan kondisi tanah yang berbeda
6. Menggambar hasil akhir modifikasi gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru dalam autocad

1.4 Batasan Masalah

1. Proyek yang digunakan adalah Gedung Rumah Sakit Koja Jakarta.
2. Tidak meninjau dari segi anggaran biaya
3. Tidak meninjau dari segi arsitektural
4. Hanya meninjau metode pelaksanaan balok pratekan yang berhubungan dengan perhitungan
5. Tidak meninjau metode pelaksanaan secara keseluruhan
6. Tidak meninjau aspek Manajemen kontruksi

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Dalam tinjauan pustaka ini akan dibahas beberapa jurnal dan dasar teori yang berhubungan dengan perencanaan gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru. Diperlukan tinjauan khusus terhadap perencanaan struktur menggunakan beton prategang.

2.2 Beton Prategang

Beton Prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi tegangan yang terjadi akibat beban eksternal sampai batas tertentu (T.Y Lin, 2000). Beton Prategang juga dapat disimpulkan sebagai beton structural dimana tegangan dalam diberikan untuk mereduksi tegangan tarik potensial dalam beton yang dihasilkan dari beban(SNI 2847 2013)

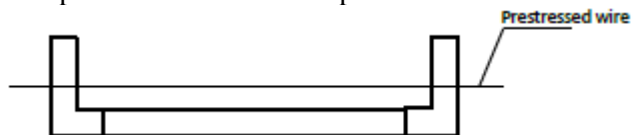
2.2.1 Jenis Beton Prategang

Beton prategang diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu :

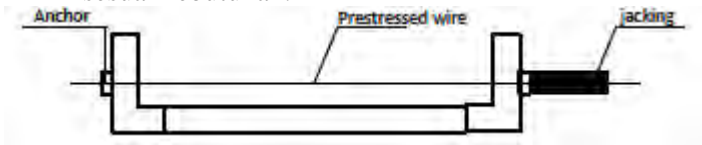
- a. Pre-tensioned Prestressed Concrete (pratarik)

Pratarik adalah metode prategang dimana tendon ditegangkan sebelum beton di cor. Setelah beton cukup keras tendon dipotong dan gaya prategang akan tersalur ke beton melalui lekatan. untuk metode pratarik ini terdapat kekurangan pada peletakan posisi tendon, tendon hanya bias dipasang dengan bentuk horizontal saja. Berikut metode pengerjaan Pre-tensioned Prestressed.

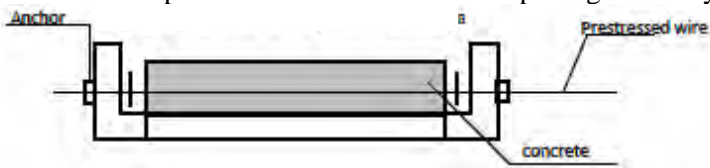
1. Siapkan Bed dan masukan prestressed wire



2. Pasang angkur dikedua sisi dan kemudian di stressing sesuai kebutuhan.



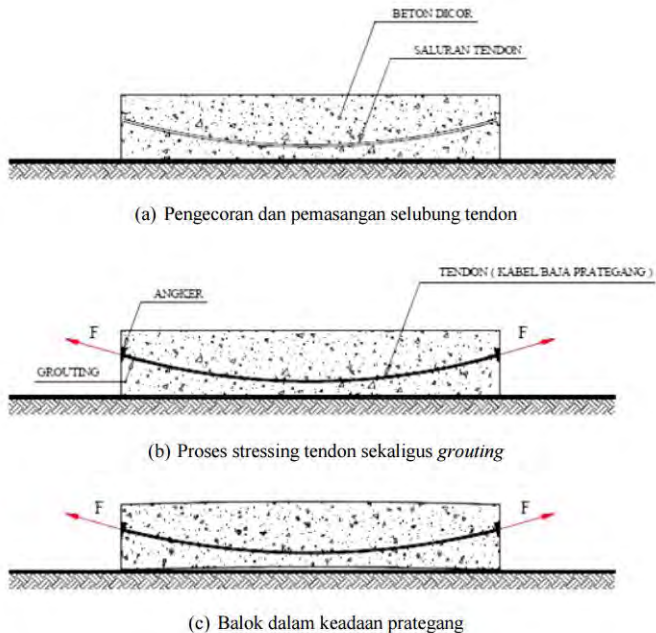
3. Setelah stressing lakukan pengecoran Setelah beton cukup kuat untuk menerima beban potong tendonnya



Gambar 2.1 Proses Pre-tensioned prestressed concrete

b. Post-Tensioned Prestressed Concrete (pasca tarik)

Metode pascatarik merupakan metode dimana tendon ditarik setelah beton di cor. Sebelum pengecoran, dipasang dahulu selongsong untuk alur tendon. Setelah beton mengeras tendon dimasukkan ke dalam selubung tendon yang sudah dipasang. Penarikan dilakukan setelah beton mencapai kekuatan yang diinginkan. Setelah penarikan dilakukan proses *grouting*.



Gambar 2.2 Proses Post-tensioned prestressed concrete

2.2.2 Prinsip Dasar

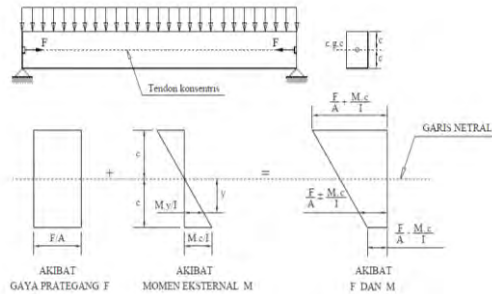
Beton prategang merupakan beton yang diberikan tegangan tekan internal sehingga dapat menghilangkan tegangan tarik yang terjadi akibat beban eksternal.

Beton prategang itu sendiri memiliki beberapa prinsip dasar, menurut T.Y Lin, 2000 terdapat 3 prinsip beton prategang, yaitu :

1. System prategang yang digunakan untuk mengubah beton yang getas menjadi bahan yang elastis.

Menurut Eugene Freyssinet dalam "*Desain Struktur Beton Prategang, (T.Y Lin, 2000)*" dengan memberikan tekanan terlebih dahulu, bahan beton yang getas akan menjadi

bahan yang elastis. Dengan memberikan tekanan dengan menarik baja, beton yang bersifat getas akan kuat menahan beban tarik.



Gambar 2.3 Tegangan Pada Beton Prategang

Akibat gaya tekan yang diberikan, F yang bekerja pada pusat berat penampang beton akan memberikan tegangan tekan yang merata diseluruh penampang beton sebesar F/A , dimana A adalah luas penampang beton. Akibat beban merata yang memberikan tegangan tarik dibawah garis netral dan tegangan tekan diatas garis netral pada serat terluar penampang, digunakan perumusan sebagai berikut :

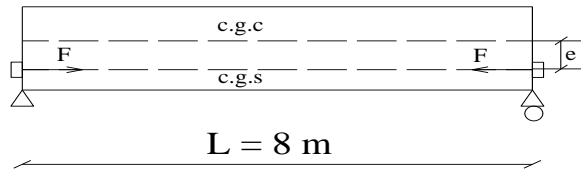
$$f = \frac{M x C}{I} \quad (2-1)$$

Dimana : M = Momen lentur pada penampang yang ditinjau

C = Jarak garis netral ke serat terluar penampang

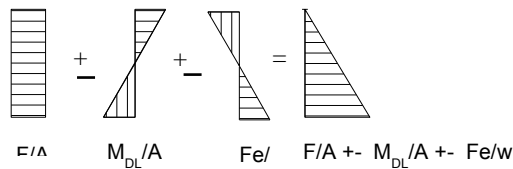
I = Momen Inersia penampang

Untuk meningkatkan kemampuan beton prategang kita dapat menambahkan eksentrisitas tegangan baja terhadap garis netral beton.



Gambar 2.4 Tendon dengan eksentrisitas

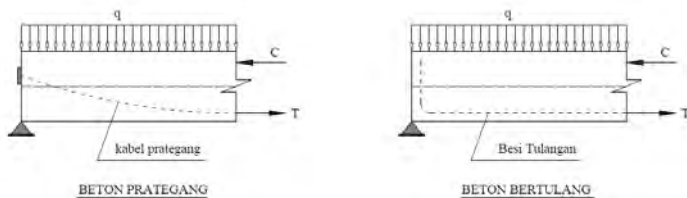
Akibat adanya pergeseran eksentrisitas baja terhadap Garis pusat beton, maka terjadi tegangan sebesar F_e/W dimana e adalah eksentrisitas tegangan dan W adalah momen resisten (I/y).



Gambar 2.5 Tegangan yang bekerja pada beton pratekan

2. Sistem prategang yang mengkombinasikan baja mutu tinggi dengan beton mutu tinggi

Konsep ini hampir sama dengan konsep beton bertulang, yaitu beton prategang merupakan kombinasi kerja sama antara baja prategang dan beton, dimana beton menahan beban tekan dan baja prategang menahan beban tarik.



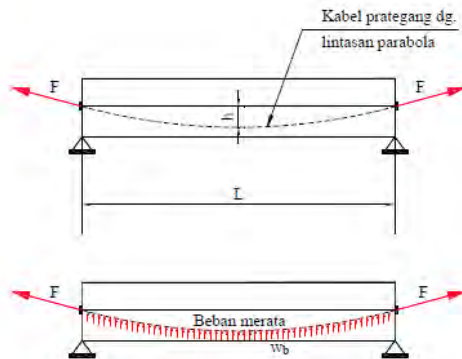
Gambar 2.6 Sistem pratekan dengan baja mutu tinggi

Pada beton prategang, baja prategang ditarik dengan gaya prategang T yang mana membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton C untuk melawan momen akibat beban luar.

Pada beton bertulang biasa, besi penulangan menahan gaya tarik T akibat beban luar, yang membentuk momen kopel dengan gaya tekan pada beton C untuk melawan momen akibat beban luar. Dengan nilai $C = T$ dan $M_{\text{luar}} = M_{\text{dalam}}$ dengan nilai $M_{\text{dalam}} = C \times Z$ (beton bertulang) dan $C \times a$ (beton prategang).

3. System prategang untuk mencapai keseimbangan beban

Pada konsep ini prategang digunakan untuk membuat keseimbangan gaya-gaya pada balok. Pada design struktur beton prategang, pengaruh dari pratekan dianggap sebagai keseimbangan berat sendiri. Sehingga batang yang mengalami lendutan tidak akan mengalami tegangan lentur pada kondisi pembebanan yang terjadi.



Gambar 2.7 Beban Merata yang bekerja pada tendon

Balok beton diatas dua perletakan yang diberi gaya pratekan F melalui suatu kabel pratekan dengan lintasan

parabola. Beban akibat gaya pratekan yang terdistribusi secara merata kearah atas dinyatakan oleh T.Y Lin, 2000 sebagai berikut :

$$W_b = 8.F.h / (L^2) \quad (2-2)$$

Dimana : W_b = beban merata kearah atas
 h = tinggi parabola kabel lintasan prategang
 L = bentangan balok
 F = gaya prategang

Jadi, beban merata akibat beban diimbangi oleh gaya merata akibat prategang

2.2.3 Material Prategang

a. Beton

Beton yang digunakan pada prategang pada umumnya merupakan beton mutu tinggi, hal ini dilakukan untuk menahan tegangan tekan pada pengangkuran beton, agar tidak terjadi keretakan. Tegangan ijin pada beton yang mengalami prategang dibagi menjadi 2 kategori, yaitu tegangan ijin pada saat transfer dan tegangan ijin pada saat service.(T.Y Lin, 2000)

Tegangan ijin pada saat transfer :

Tengah Bentang :

$$0.60f'_{ci} \quad \text{Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan (2-3)}$$

$$0.5\sqrt{f'_{ci}} \quad \text{Tegangan tarik pada balok sederhana diatas 2 Tumpuan (2-4)}$$

Tumpuan :

$0.70f'_{ci}$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan (2-5)

$0.5\sqrt{f'_{ci}}$ Tegangan tarik pada balok pada lokasi lainnya (2-6)

Tegangan ijin pada saat service :

$0.45f'_c$ Tegangan serat terjauh dalam kondisi tekan (2-7)

$0.62\sqrt{f'_c}$ Tegangan tarik pada balok kelas U (2-8)

Dimana : $f'_{ci} = 0.88 f'_c$

b. Baja

Baja prategang yang digunakan terbagi menjadi 3 tipe, kawat tunggal (wire), Untaian kawat (strand) dan kawat batangan (bar). Setiap jenis kawat biasanya digunakan untuk metode yang berbeda, kawat tunggal biasa digunakan dalam beton prategang pra-tarik, untuk untai kawat biasa digunakan dalam beton prategang pasca-tarik dan kawat batangan biasa digunakan untuk beton prategang pra-tarik. Baja yang digunakan memiliki batasan tegangan ijin sebesar $0.94 f_{py}$ Akibat gaya penarikan (*jacking*) dan $0.7 f_{pu}$ sesaat setelah transfer gaya.

Tabel 2.1 Tabel Jenis Tendon

Jenis Baja Prategang	Diameter (mm)	Luas (mm ²)	Beban Putus (kN)	Tegangan Tarik (MPa)
Kawat Tunggal (wire)	3	7.1	13.5	1900
	4	12.6	22.1	1750
	5	19.6	31.4	1600
	7	38.5	57.8	1500
	8	50.3	70.4	1400
Untaian Kawat (strand)	9.3	54.7	102	1860
	12.7	100	184	1840
	15.2	143	240	1750
Kawat Batangan (bar)	23	415	450	1080
	26	530	570	1080
	29	660	710	1080
	32	804	870	1080
	38	1140	1230	1080

Jenis tendon lain yang sering digunakan pada beton prategang system pre-tension adalah *seven-wire strand* dan *single wire*.

2.2.4 Tahapan Pembebanan

beton prategang memiliki dua tahapan pembebanan. Pada setiap tahapan pembebanan harus selalu dilakukan pengecekan kondisi beton pada bagian yang tertekan maupun tertarik untuk setiap penampang. Tahapan pembebanan pada beton prategang adalah :

a. Tahap transfer

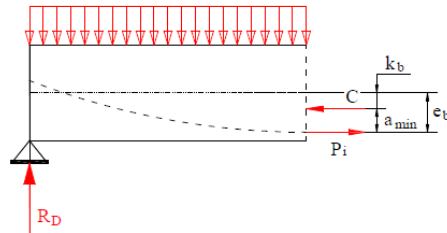
Pada metode pratarik, tahap transfer ini terjadi pada saat angker dilepas dan gaya prategang ditransfer ke beton. Untuk metode pascatarik, tahap transfer ini terjadi pada tahap saat beton sudah cukup umur dan dilakukan penarikan kabel prategang. Pada saat transfer ini beban-beban layan belum bekerja.

b. Tahap Service

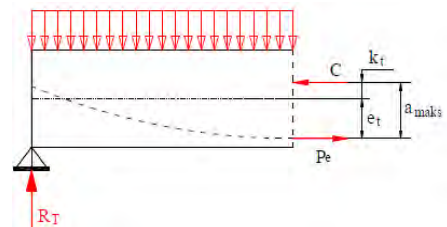
Setelah beton prategang digunakan atau difungsikan sebagai komponen struktur, maka beton sudah memasuki tahap service, yaitu tahap dimana semua beban layan sudah bekerja. Pada saat ini semua kehilangan prategang sudah harus diperhitungkan dalam analisa struktur.

2.2.5 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel merupakan daerah batas penempatan pada tendon. Tegangan tarik pada serat beton terjauh akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan oleh peraturan yang ada. Oleh karena itu diperlukan daerah batas pada penampang beton dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada penampang beton.



Gambar 2.8 Daerah limit kabel bawah



Gambar 2.9 Daerah limit kabel atas

$$a_1(\text{atas}) = \frac{M_T}{F_e} \quad (2-9)$$

$$a_2(\text{bawah}) = \frac{M_D}{F_o}$$

2.2.6 Kehilangan Prategang

Kehilangan gaya prategang adalah berkurangnya gaya yang bekerja pada tendon pada tahap-tahap pembebanan. Kehilangan gaya prategang dibagi menjadi 2 kategori, yaitu :

1. Kehilangan Segera (langung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan yang terjadi segera setelah beton diberi gaya prategang. Kehilangan gaya prategang langsung disebabkan oleh :

a. Perpendekan elastis beton

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja prategang turut memendek bersamanya. Jadi ada kehilangan gaya prategang pada baja. (T.Y Lin, 2000)

$$ES = K_{es} \times n \times F_{cir} \quad (2-10)$$

Dimana :

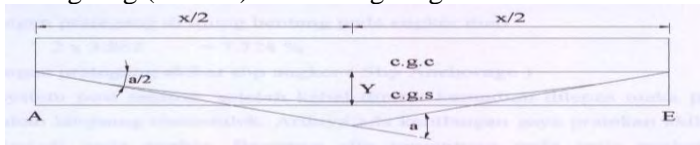
K_{es} : koefisien perpendekan (untuk pasca-tarik $K_{es} = 0.5$)

n : Perbandingan modulus elastisitas beton dan baja (E_s/E_c)

F_{cir} : Tegangan pada penampang beton (F_o/A)

b. Kehilangan akibat friksi atau geseran sepanjang tendon, hal ini terjadi pada beton prategang dengan system post-tension.

Pada struktur beton prategang dengan tendon yang dipasang melengkung ada gesekan antara system penarik (*jacking*) dan angkur, sehingga tegangan yang ada pada tendon akan lebih kecil dari pada tegangan yang diberikan. Kehilangan akibat gesekan dipengaruhi oleh pergerakan dari selongsong (*wobble*) dan kelengkungan tendon.



Gambar 2.10 Sudut pusat tendon

$$F_2 = F_1 \cdot e^{-\mu\alpha \cdot KL} \quad (2-11)$$

Dimana :

F_2 = gaya prategang pada titik 1

F_1 = gaya prategang pada titik 2

e = panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2

μ = koefisien geseran akibat kelengkungan kabel

α = Sudut pada tendon

K = Koefuisien wobble

L = panjang kabel prategang dari titik 1 ke 2

c. Kehilangan akibat slip ankur

Kehilangan akibat slip terjadi pada saat kabel prategang dilepas dari mesin penarik, kemudian kabel ditahan oleh baji dipengangkuran dan gaya prategang ditransfer dari mesin penarik ke ankur. Pada umumnya slip yang terjadi dipengangkuran berkisar 2.5 mm.(T.Y Lin, 2000). Kehilangan gaya prategang akibat slip :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}} \quad (2-12)$$

$$a = \frac{8f}{L} \quad (2-13)$$

Dimana : x = panjang kehilangan gaya prategang

g = 2.5 mm

μ = koefisin kelengkungan

K = koefisien wobble

f = focus tenon prategang

α = sudut kelengkungan tendon

L = bentang balok

E_s = modulus elastisitas baja/kabel prategang

L = panjang bentang

2. Kehilangan tergantung waktu

Kehilangan gaya prategang tergantung waktu disebabkan oleh :

a. kehilangan gaya prategang akibat rangkak

Kehilangan gaya prategang yang diakibatkan oleh rangkak dari beton merupakan salah satu kehilangan gaya prategang tergantung pada waktu yang diakibatkan oleh proses penuaan dari beton selama pemakaian. Rangkak pada

beton prategang dapat terjadi pada 2 kondisi yaitu kondisi *bonded tendon* dan *unbonded tendon*. (T.Y Lin,2000)

- Perhitungan rangkai pada *bonded tendon*

$$CR = Kcr*(Es/Ec)[f_{cir}-f_{cds}] \quad (2-14)$$

Dimana : CR = kehilangan prategang akibat rangkai

Kcr = koefisien rangkai ;

pratarik (2.0) ; pascatarik (1.6)

Es = Modulus elastisitas baja

Ec = Modulus elastisitas beton

F_{cir} = tegangan beton sesaat setelah transfer gaya prategang

F_{cds} = tegangan beton pada pusat berat tendon akibat dead load

- Perhitungan rangkai pada *unbonded tendon*

$$CR = Kcr*(Es/Ec)*f_{cpa} \quad (2-15)$$

Dimana : f_{cpa} = tegangan tekan beton rata-rata pada pusat berat tendon

b. kehilangan gaya prategang akibat susut

Penyusutan beton dipengaruhi oleh rasio antara volume beton dan luas permukaan beton, dan juga kelembapan relative waktu antara pengecoran dan pemberian gaya prategang. (T.Y Lin,2000)

$$SH = (8,2/10^{-6})KSH*Es[1-0,06(v/s)][100-RH] \quad (2-16)$$

Dimana :

SH = kehilangan tegangan pada tendon akibat penyusutan beton

Es = Modulus elastisitas baja

v = Volume beton dari suatu komponen struktur beton prategang

s = Luas permukaan dari komponen struktur beton prategang

RH = kelembapan udara relative

Ksh = koefisien penyusutan

Tabel 2.2 Tabel Koefisien Susut

Selisih waktu antara pengecoran dan Prategangan (hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

c. kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja prategang

Relaksasi baja prategang terjadi pada baja dengan perpanjangan tetap dalam suatu periode yang mengalami kekurangan gaya prategang (T.Y Lin, 2000). Besarnya kehilangan gaya prategang dapat dihitung dengan persamaan :

$$RE = [Kre - J(SH + CR + ES)] * C \quad (2-17)$$

Dimana :

RE = Kehilangan tegangan

C = factor relaksasi yang tergantung jenis kawat

Kre = koefisien relaksasi, harganya berkisar 41 – 138 N/mm²

J = Faktor waktu, harganya berkisar antara 0.05 – 0.15

SH = Kehilangan tegangan akibat susut

CR = Kehilangan tegangan akibat rangkai

ES = Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis

2.2.7 Momen Retak

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retakan-reatakan kecil pertama pada balok beton prategang yang dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retakan mulai terjadi saat tegangan tarik pada serat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya (f_r). Momen retak dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$M_{cr} = M_1 + M_2$$

$$M_1 = F \times (e + Kt) \quad M_2 = F_r \times Wb \quad (2-18)$$

$$F_r = 0.62\sqrt{f'_c}$$

Dimana : M_{cr} = Momen Crack

F = gaya prategang pada saat servis

e = eksentrisitas tendon terhadap garis netral penampang beton

Kt = daerah kern diatas sumbu netral beton

F_r = tegangan tarik pada serat terluar beton

Wb = momen resisten bawah (I/Yb)

2.2.8 Momen Nominal

Momen nominal adalah momen batas yang dimiliki oleh penampang beton yang berfungsi untuk menahan momen ultimate dan momen retak yang terjadi. Berdasarkan T.Y Lin, 2000 Momen nominal dapat dihitung menggunakan persamaan :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - 0.59 \frac{A_{ps} f_{ps}}{b f'_c} \right) \quad (2-19)$$

Dengan ketentuan :

$$\phi M_n > M_u \quad ; \quad \phi M_n > 1.2 M_{cr}$$

Dimana :

M_n = Momen nominal

M_u = Momen ultimate ($1.2M_d + 1.6M_l$)

A_{ps} = luasan tendon prategang

f_{ps} = tegangan pada tulangan prategang disaat penampang mencapai kuat nominal

d_p = jarak penampang baja ke serat atas beton

b = lebar penampang beton

f'_c = mutu beton

ϕ = angka reduksi (0.9)

2.2.9 Kontrol Lendutan

Lendutan pada beton prategang harus ditinjau untuk memenuhi kebutuhan layan suatu struktur beton. Lendutan pada elemen struktur beton prategang disebabkan oleh beberapa hal, yaitu :

- a. Lendutan yang diakibatkan eksentrisitas tepi balok

Lendutan akibat eksentrisitas tepi balok terjadi karena terdapat jarak antara eksentrisitas tepi balok dan sumbu netral penampang beton. Hal ini mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah.

$$\Delta = \frac{F_o \times e \times l^2}{8Ec \times I} \quad (2-20)$$

Dimana :

Δ = lendutan yang terjadi

F_o = Gaya prategang

e = eksentrisitas tepi balok terhadap sumbu netral beton

l = panjang efektif

Ec = modulus elastisitas beton

I = inersia beton

- b. Lendutan yang diakibatkan tekanan tendon prategang

Tendon yang diberikan gaya prategang mengakibatkan balok menerima lendutan dengan arah ke atas.

$$\Delta = \frac{5 \times F_o \times l^4}{384 \times Ec \times I} \quad (2-21)$$

Dimana :

Δ = lendutan yang terjadi

F_o = Gaya prategang

l = panjang efektif

Ec = modulus elastisitas beton

I = inersia beton

- c. Lendutan yang diakibatkan beban sendiri balok

Balok prategang memiliki berat sendiri yang mengakibatkan terjadinya lendutan ke arah bawah pada balok itu sendiri.

$$\Delta = \frac{5 \times q_o \times l^4}{384 \times E_c \times I} \quad (2-22)$$

Dimana :

Δ = lendutan yang terjadi

q_o = Berat sendiri balok

l = panjang efektif

E_c = modulus elastisitas beton

I = inersia beton

- d. Lendutan yang diakibatkan beban mati dan hidup yang bekerja diatas balok

Beton prategang juga menerima lendutan yang terjadi akibat adanya gaya dari luar berupa beban mati dan beban hidup yang mengakibatkan lendutan ke arah bawah. Beban-bekan yang bekerja terbagi menjadi beban terpusat dan beban merata.

- Beban merata

$$\Delta = \frac{5 \times q_o \times l^4}{384 \times E_c \times I} \quad (2-23)$$

- Beban terpusat

$$\Delta = \frac{P \times l^3}{48 \times E_c \times I} \quad (2-24)$$

Dimana :

Δ = lendutan yang terjadi

q_o = Besaran beban merata yang bekerja

P = besaran beban terpusat yang bekerja

l = panjang efektif

E_c = modulus elastisitas beton

I = inersia beton

2.3 Beton prategang pada bangunan tinggi

Pada bangunan tinggi efek gaya lateral yang bekerja dapat menyebabkan deformasi lateral yang berlebihan. Penggunaan prategang dalam struktur gedung dapat membantu mengurangi daktilitas struktur gedung. Penggunaan prategang pada balok prategang juga dapat mengurangi jumlah sendi plastis yang terbentuk pada saat keuntuhan. Apabila gaya prategang relative kecil dimana nilai gaya prategang cukup mengimbangi beban mati dan 0.4 beban hidup, sifat struktur seperti ini terhadap kombinasi beban vertikal dan beban lateral batas, mendekati sifat-sifat struktur beton bertulang biasa. (Sudrajat Hasa A.R dkk, 2005)

2.4 Efisiensi beton prategang

Dalam kebutuhan rumah sakit terhadap ruang yang luas, maka diperlukan balok dengan bentang yang panjang. Penggunaan beton prategang merupakan salah satu cara yang paling efektif untuk memenuhi kebutuhan balok bentang panjang. Berdasarkan penelitian, untuk balok dengan bentang besar dari 7.5m, metode *post-tensioning* akan lebih ekonomis. (Ed Cross) .Penggunaan pratekan juga dapat meningkatkan efisiensi kontruksi. Sifat pratekan yang di desain dapat menahan beban sendiri pada saat diberikan gaya mengakibatkan peningkatan efisiensi kontruksi 5-10%. Hal ini juga dipengaruhi dengan siklus kontruksi yang singkat. (Partha Pratim Roy, 2008)

Berdasarkan penelitian Ankit Sahu, dkk 2014, penggunaan beton prategang lebih hemat dari beton bertulang. Perbandingan dilakukan pada balok dengan bentang 26 m. hasil dari penelitian tersebut mengatakan bahwa beton prategang pada bentang 26 m lebih murah 34% dari pada beton bertulang pada bentang yang sama. Biaya yang dihitung pada beton prategang sdah termasuk dengan biaya tambahan seperti *bearing plates*, *split cones*, *grouting* dll.

Penggunaan balok prategang pada bentang terpanjang juga dapat menimbulkan gaya-gaya dalam (mpmen, lintang dan

normal) lebih kecil dari nilai gaya-gaya dalam menggunakan beton bertulang biasa. (Yenvi Wendy, 2009)

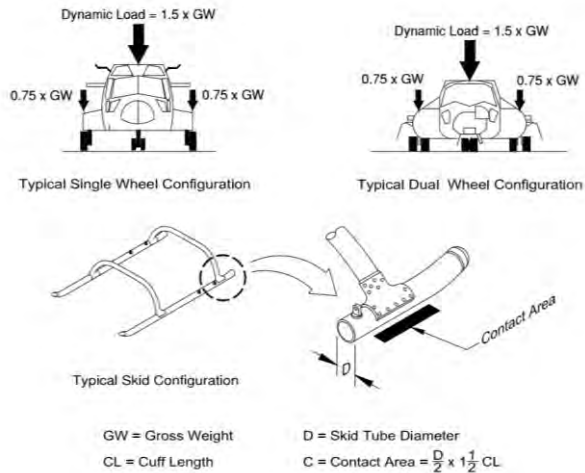
2.5 Pengaruh Kolom Terhadap Balok prategang

Pada balok prategang di gedung bertingkat , gaya aksial yang terdapat pada balok dipengaruhi oleh kekakuan kolom dan akibat kehilangan prategang. Keberadaan kolom membuat gaya aksial pada balok prategang berkurang. Pengurangan tersebut didasarkan pada besarnya penampang dan kekakuan kolom tersebut. Sehingga diperlukan adanya konsistensi dalam desain perencanaan struktur dengan kenyataan tahapan pelaksanaan kontruksi di lapangan. Besarnya nilai momen yang terjadi pada balok juga akan berkurang, kekakuan kolom membuat momen-momen yang seharusnya terjadi pada balok terserap pada area kolom. (Tri Suryadi,2009) Kondisi ini mengakibatkan terjadinya reduksi gaya prategang.

2.6 Helipad Pada Bangunan

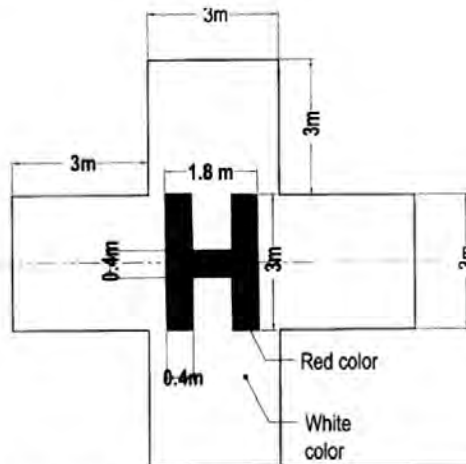
Helipad pada umumnya dibangun dari beton dengan suatu lingkaran yang terdapat huruf “H” yang digunakan sebagai symbol dan tanda agar area pendaratan dapat dilihat dari udara. Pada perencanaan *helipad* diperlukan tipe helicopter dengan data yang lengkap ang mencakup berat helicopter dengan keadaan bahan bakar penuh.

Berdasarkan PPIUG 1983, beban hidup pada atap gedung dengan dilengkapi *helipad* diambil sebesar 200 kg/m^2 di luar daerah landasan, dan pada daerah landasan diambil sebesar berat helicopter sewaktu mendarat dan mengangkasa . Kontruksi *elevated helipad* harus didesain untuk dapat menahan beban kejut pada pendaratan yang keras akibat mesin mati dengan koefisien kejut minimal 1.5 (satu koma lima) kali dari berat bruto helicopter terbesar yang akan beroperasi pada *elevated helipad* dengan kondisi bahan bakar penuh. Berikut gambar ilustrasi beban helicopter.



(Sumber : Federal Aviation Administration AC No: 150/5390-2B)

Gambar 2.11 Beban Helikopter



(Sumber : Peraturan Direktur Jenderal Perhubungan Udara nomor : SKEP/41/III/2010)

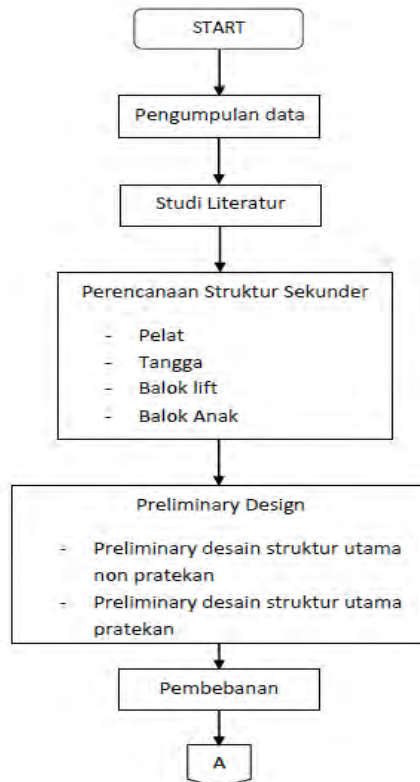
Gambar 2.12 Marka Helipad

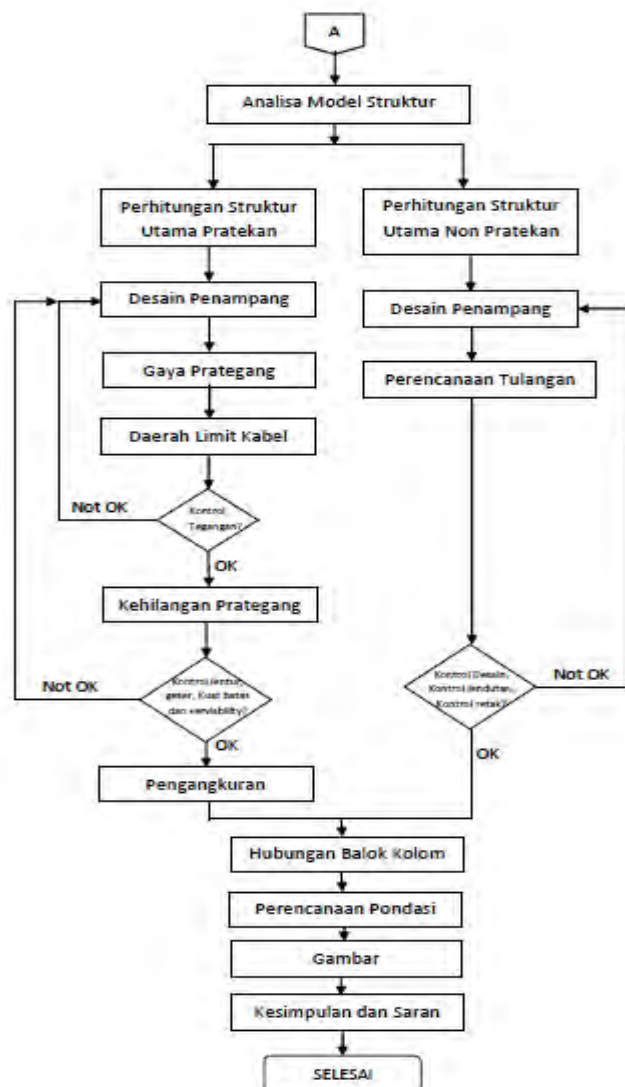
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Sebelum mengerjakan Tugas Akhir, maka perlu disusun langkah-langkah pengerjaan sesuai dengan uraian kegiatan yang akan dilakukan.

3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir





Gambar 3.1 Metodologi dan tahapan Pekerjaan

3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru :

Data Asli bangunan :

Nama Proyek	: RSUD Daerah Kota
Jenis Bangunan	: Struktur Beton bertulang
Lokasi Bangunan	: Jl. Deli no. 4 Jakarta Utara
Jumlah lantai	: 16 lantai, 1 basemen dan 1 helipad
Tinggi bangunan	: 89 m

Akan dimodifikasi menjadi :

Nama Proyek	: RSUD Daerah Pekanbaru
Jenis Bangunan	: Struktur Beton bertulang dengan sebagian balok prategang
Lokasi Bangunan	: Jl. HR Soebrantas, Pekanbaru, Riau
Jumlah lantai	: 16 lantai, 1 basemen dan 1 helipad
Tinggi bangunan	: 76 m
Mutu Beton (f'_c)	: 40 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 400 MPa
Data tanah	: terlampir

3.4 Studi Literatur

Studi literature yang dilakukan dengan menggunakan beberapa buku pustaka mengenai perancang beton pratekan dan struktur gedung secara umum, diantaranya :

1. Beton Prategang (T.Y.Lin,2000)
2. Beton Prategang (Edward G. Nawy)

Dalam perencanaan, digunakan juga beberapa peraturan perencanaan terbaru, yaitu :

1. SNI 03-1726-2012 Struktur Gedung Tahan Gempa

2. SNI 03-2847-2013 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
3. Pedoman Perencanaan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung 1983
4. PBI 1971

3.5 Perencanaan Struktur Sekunder

Perencanaan struktur sekunder dianggap sebagai penyalur beban yang ada menuju struktur utama. Perencanaan struktur sekunder meliputi :

1. Perencanaan pelat

Pada perencanaan pelat kita menentukan terlebih dahulu dimensi pelat, melakukan perhitungan pembebanan pelat dan mengitung tulangan pelat. Perencanaan tebal pelat mengikuti SNI 03-2847-2013 Ps 9.5.3.2

Tabel 3.1 Tebal Minimum Plat Tanpa Balok Interior

Tegangan leleh, f_s MPa ¹	Tanpa penebalan ²			Dengan penebalan ³		
	Panel eksterior		Panel interior	Panel eksterior		Panel interior
	Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir ⁴		Tanpa balok pinggir	Dengan balok pinggir ⁵	
280	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 40$	$\ell_n / 40$
420	$\ell_n / 30$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 33$	$\ell_n / 36$	$\ell_n / 36$
520	$\ell_n / 28$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 31$	$\ell_n / 34$	$\ell_n / 34$

¹Untuk konstruksi dua arah, ℓ_n adalah panjang bentang bersih dalam arah panjang, diukur muka ke muka lumpuan pada pelat tanpa balok dan muka ke muka balok atau lumpuan lainnya pada kasus yang lain.
²Untuk f_s antara nilai yang diberikan dalam tabel, tebal minimum harus ditentukan dengan interpolasi linier.
³Panel drop didefinisikan dalam 13.2.5.
⁴Pelat dengan balok di antara kolom kolomnya di sepanjang tepi eksterior. Nilai α untuk balok tepi tidak boleh kurang dari 0,8.

2. Perencanaan tangga

Perencanaan tangga dimulai dengan menentukan dimensi, pembebanan dan penulangan. Untuk dimensi tangga harus memenuhi sudut kemiringan tangga dan perbandingan injakan dan tanjakan yang dengan nilai sebagai berikut

$$\begin{aligned} 25^\circ &\leq \alpha \leq 40^\circ \\ 60 &\leq (2t + i) \leq 65 \end{aligned} \quad (3-1)$$

Dimana : t = tahanan
 I = injakan
 α = sudut kemiringan tangga

3. Perencanaan balok lift

Perencanaan balok lift diawali dengan penentuan kapasitas lift yang akan digunakan. Balok lift dihitung berdasarkan fungsi sebagai balok pengangkat dan balok perletakan.

4. Perencanaan balok anak

Perencanaan balok anak menggunakan ketentuan momen yang bekerja pada balok sesuai dengan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2 untuk koefisien momen dan tebal minimum balok sesuai dengan SNI-03-02847-2013 Ps 9.5.2 tabel 9.5(a)

Tabel 3.2 Tebal Minimum Balok

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell/16$	$\ell/18,5$	$\ell/21$	$\ell/8$
CATATAN: Panjang bentang dalam mm. Nilai yang diberikan harus digunakan langsung untuk komponen struktur dengan beton normal dan tulangan tulangan Mutu 420 MPa. Untuk kondisi lain, nilai di atas harus dimodifikasikan sebagai berikut: (a) Untuk struktur beton ringan dengan berat jenis (equilibrium density), w_c , di antara 1440 sampai 1840 kg/m ³ , nilai tadi harus dikalikan dengan $(1,65 - 0,0003w_c)$ tetapi tidak kurang dari 1,09. (b) Untuk f_c selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan $(0,4 + f_c/700)$.				

5. Perencanaan dinding geser

Dinding geser direncanakan sebagai sistem penahan gempa, perencanaan dinding geser menggunakan SNI-03-2847-2013

6. Perencanaan dinding Penahan tanah

3.6 Preliminary Design

Preliminary desain dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal struktur sesuai dengan peraturan SNI 03-2847-2013, yang berupa :

1. Preliminary desain Struktur non pratekan

Struktur non-pratekan yang didesain meliputi, balok utama dan kolom. Perhitungan struktur utama non-pratekan mengacu pada peraturan SNI-03-2847-2013.

2. Preliminary desain struktur pratekan

Struktur pratekan pada gedung ini berupa balok *post tension*. Perencanaan awal struktur pratekan dengan menentukan dimensi balok pratekan yang dapat memenuhi syarat menurut SNI-03-2847-2013 Ps 18.

3. Metode Pelaksanaan Struktur Pratekan

Balok pratekan yang akan dipasang pada bangunan ini menggunakan metode precast, dengan sambungan antara kolom dan balok pratekan menggunakan konsol pendek. Urutan pelaksanaan sebagai berikut :

1. Pekerjaan pertama adalah pengerjaan kolom sebagai tempat peletakan balok pratekan dengan tambahan konsol pendek.



Gambar 3.2 Pekerjaan Kolom

2. Pekerjaan balok pratekan dapat dilakukan beriringan dengan pekerjaan kolom. Hal ini dikarenakan balok pratekan dibuat dengan metode precast. Pengecoran dilakukan dengan membagi balok beton pratekan menjadi beberapa segmen.



Gambar 3.3 Pengecoran Balok pratekan

3. Setelah balok beton pratekan mengeras dilakukan proses pengangkuran (psot-tension) terhadap balok beton pratekan yang sudah digabungkan tiap segmennya, proses ini dilakukan sebelum balok beton pratekan diangkat dan diletakan di konsol kolom.



Gambar 3.4 Pemberian gaya prategang

4. Pengangkatan balok beton prategang dengan bantuan crane untuk diletakan di kolom yang sudah ada.



Gambar 3.5 Peletakan Balok pratekan pada kolom

3.7 Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan ini menggunakan peraturan yang sesuai dengan PPIUG 1983, SNI 03-1726-2012 untuk gempa dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 03-2847-2013, antara lain

1. Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (PPIUG 1983 Tabel 2.1).

2. Beban Hidup

Beban hidup untuk rumah sakit adalah 250 kg/m^2 , 400 kg/m^2 untuk *multifunction hall* dan 100 kg/m^2 untuk beban pekerja (atap). Beban Hidup untuk parkir adalah 800 kg/m^2 digunakan untuk beban *basement* (PPIUG 1983 tabel 3.1)

3. Beban Gempa

Beban gempa yang digunakan sesuai SNI 03-1726-2012, dimana wilayah gempa terbagi sesuai percepatan respon spektrumnya. Beban geser dasar nominal statik ekivalen V yang terjadi dari tingkat dasar dihitung sesuai SNI 03-1726-2012 Ps.7.8. V ini harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung ke masing-masing lantai (F) sesuai SNI 03 - 1726 - 2012 Ps.7.8.3.

4. Beban Helipad

Rumah sakit ini memiliki fasilitas helipad pada lantai atasnya. Hal ini mengakibatkan adanya beban tambahan yang diakibatkan oleh helikopter. Helikopter yang digunakan adalah helikopter Agusta A119 Koala, dengan berat maksimum 2720 kg.

5. Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 03-2847-2013 ps. 9.2

$$U = 1,4D$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5W)$$

$$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$$

$$U = 0,9D + 1,0W \text{ (9-6)}$$

$$U = 0,9D + 1,0E$$

3.8 Analisa Model Struktur

Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000. Data yang didapat dari SAP 2000 berupaya reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. Pembebanan menggunakan beban gempa dinamik agar memenuhi ketentuan SNI 03-1726-2012

3.9 Perhitungan Struktur Utama Non-Pratekan

Perhitungan struktur utama non-pratekan dilakukan setelah mendapatkan analisa gaya menggunakan program SAP 2000. Dilakukan control desain dan perencanaan penulangan struktur utama sesuai SNI 03-2847-2013

Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap control geser, control lentur, momen lentur, beban layan (*servisability*) dan beban ultimate.

1. Preliminary desain balok

Perencanaan dimensi balok diawali dengan penentuan tinggi minimum balok berdasarkan SNI-0302847-2013 Ps 9.5.2 tabel 9.5(a), perhitungan pembebanan pada balok dan penulangan. Untuk koefisien momen menggunakan PBI 1971 halaman 199 tabel 13.2. dimensi balok dapat dilihat pada Tabel 3.2

2. Preliminary desain kolom

Untuk komponen struktur dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat, maka $\phi = 0,7$, tapi ϕ tersebut hanya memperhitungkan akibat gaya aksial saja. Maka, agar kolom juga mampu memikul gaya momen diambil $\phi = 0,65$.

$$A = \frac{W}{\phi \times f'c}$$

Dimana, W = Beban aksial yang diterima Kolom

f'_c = Kuat tekan beton karakteristik

A = Luas penampang kolom

3. Perencanaan Tulangan

Perencanaan tulangan terbagi menjadi tulangan lentur dan tulangan geser.

a. Tulangan lentur

Dalam menghitung tulangan lentur diperlukan nilai momen ultimate dari struktur tersebut, berikut urutan perhitungan tulangan lentur :

$$1. \quad R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad (3-3)$$

$$2. \quad m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} \quad (3-4)$$

$$3. \quad \rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{fy}} \right] \quad (3-5)$$

$$4. \quad \rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{fy} \quad (3-6)$$

$$5. \quad \rho_{\text{max}} = 0.025 \quad (3-7)$$

6. Rasio tulangan yang digunakan

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}} \quad (3-8)$$

7. luas tulangan yang dibutuhkan
 $Ast = \rho b d$ (3-9)

b. Tulangan geser

Untuk perhitungan tulangan geser diperlukan nilai V_u (gaya geser maksimum) pada struktur. Berikut urutan perhitungan tulangan geser :

1. Cek $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \right)$ (3-10)
2. Kriteria kebutuhan tulangan geser :
 - $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser
 - $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ dipakai tulangan geser minimum
 - $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser
 - $\phi (V_c + V_{s \min}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d) \rightarrow$ perlu tulangan geser.

dimana :

$$V_s = \sqrt{\frac{f'c}{3}} bw \cdot d \quad (3-11)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} bw \cdot d \quad (3-12)$$

- $\Phi = 0,6$ (untuk geser)

Keterangan :

V_c = Kuat geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton

V_s = Kuat geser Nominal yang diakibatkan oleh Tulangan geser

V_n = Kuat geser Nominal ($V_c + V_s$)

V_u = Gaya geser Berfaktor

3.10 Perhitungan Struktur Utama Pratekan

Dalam perencanaan pratekan dilakukan langkah – langkah dalam perhitungan yang akan di jelaskan sebagai berikut :

3.10.1 Desain Penampang

Penampang awal pratekan di desain menggunakan beberapa asumsi yang sesuai dengan ketentuan tinggi dimensi balok $L/20$

3.10.2 Gaya Pratekan

Penentuan gaya pratekan awal berpengaruh pada momen total, yang kemudian gaya tersebut akan disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai pemilihan penampang. Gaya pratekan berpengaruh pada tendon dan baja sesuai dengan eksentrisitas yang digunakan. Berikut persamaan tegangan yang terjadi pada beton pratekan..

$$\sigma_{ct,b} = \frac{F}{A} \pm \frac{F.e}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{DL}}{w_{t,b}} \pm \frac{M_{LL}}{w_{t,b}} \quad (3-13)$$

Dimana :

F = gaya prategang yang diberikan

A = luasan penampang beton

E = eksentrisitas antara kabel prategang dengan sumbu netral beton

W = momen resisten beton (I/y)

M_{dl} = Momen yang terjadi akibat beban mati

M_{ll} = Momen yang terjadi akibat beban hidup

3.10.3 Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel merupakan daerah batas dalam meletakkan tendon pada beton. Perhitungan limit kabel menggunakan perumusan (2-9) pada 2.2.5 :

3.10.4 Kontrol Tegangan

Tegangan beton tidak boleh melampau nilai-nilai dalam SNI 03-2847-2013 ps. 18.4 dan tegangan baja tidak boleh melampau nilai-nilai dalam SNI 03-2847-2013 ps. 18.5

Tegangan izin beton dan baja digunakan sesuai 2.2.3(a)

3.10.5 Kehilangan Pratekan

Kehilangan pratekan adalah berkurangnya gaya pratekan dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat *stressing*. Kehilangan pratekan dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu :

1. Kehilangan segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal pratekan sesaat setelah pemberian gaya pratekan pada pada komponen balok pratekan, yang terdiri dari :

a. Kehilangan akibat pengangkuran

Kehilangan akibat pengangkuran terjadi pada saat tendon dilepas dari penarikan dan mengalami slip, rumus umum yang digunakan perumusan (2-12) dan (2-13) pada 2.2.6

b. Kehilangan akibat perpendekan elastis menggunakan perumusan (2-10) pada 2.2.6

c. Kehilangan akibat gesekan di sepanjang tendon menggunakan perumusan (2-11) pada 2.2.6

2. Kehilangan yang tergantung oleh waktu

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah :

a. Kehilangan akibat rangkak

Kehilangan akibat rangkak terbagi menjadi dua, yaitu *bonded tendon* dan *unbonded tendon*. Rumus umum yang dipakai adalah perumusan (2-14) dan (2-15) pada 2.2.6

b. Kehilangan akibat susut

Kehilangan akibat susut terjadi karena terjadinya perubahan kapasitas air pada beton. Perhitungan susut menggunakan perumusan (2-16) pada 2.2.6

c. Kehilangan akibat relaksasi baja

Kehilangan akibat relaksasi diakibatkan oleh baja karena sifat elastisitas baja itu sendiri. Perhitungan relaksasi baja menggunakan perumusan (2-17) pada 2.2.6

3.10.6 Kontrol Lentur

Kontrol terhadap tegangan yang terjadi di balok pada tahap penampang mencapai kuat nominal (fps) yang menghasilkan nilai momen nominal. Nilai fps pada balok dapat dihitung menggunakan perumusan pada SNI 03-2847-2013 Ps.18.7. nilai momen nominalnya dapat dihitung menggunakan perumusan (2-19) pada 2.2.8

3.10.7 Kontrol Geser

Kontrol geser serta perhitungan tulangan geser didasari pada SNI 03-2847-2013 ps.11.3. Perhitungan geser dilakukan agar struktur mampu memikul gaya geser yang diterima.

3.10.8 Kontrol Lendutan

Kita perlu menghitung kontrol lendutan karena lendutan merupakan tanda akan terjadinya kegagalan struktur, sehingga kita perlu untuk menghitung lendutan struktur agar tidak melebihi batas-batas yang telah ditetapkan. Lendutan dihitung menurut pembebanan, dimana berat sendiri dan beban eksternal mempengaruhi. (SNI 03-2847-2013 Ps.9.5.4) batas lendutan terdapat pada SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(b)

Tabel 3.3 Syarat Batas lendutan

Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup L	$l/180^*$
Lantai yang tidak menumpu atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup L	$l/360$
Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup) ¹	$l/480^2$
Konstruksi atap atau lantai yang menumpu atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup) ¹	$l/240^3$

*Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lajan lendut (camber), toleransi konstruksi, dan keadaan sistem drainase.

¹Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan 9.5.2.5 atau 9.5.4.3, tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktur. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.

²Batas lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan.

³Batas lendutan tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lajan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lajan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.

3.10.9 Kontrol Kuat Batas Beton Pratekan

Kuat batas balok pratekan yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut

$$1.2M_{cr} \leq M_u \leq \phi M_n$$

Dimana :

M_{cr} = momen retak yang terjadi pada balok pratekan

M_u = momen *ultimate* balok pratekan

M_n = Kapasitas penampang

ϕ = Faktor reduksi

3.10.10 Pengangkuran

Pengangkuran dilakukan untuk mencegah kegagalan yang diakibatkan hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Ps. 18.13 Daerah pengangkuran harus dianggap tersusun dari dua daerah, yaitu :

- a. Daerah local adalah prisma persegi(atau prisma persegi ekivalen untuk angkur oval) dari beton yang langsung mengelilingi alat angkur dan sebagian tulang pengekang
- b. Daerah umum adalah daerah pengangkuran dimana gaya prategang terpusat disalurkan ke beton dan disebarakan secara lebih merata pada seluruh penampang.
- c.

3.11 Perencanaan Pondasi

Setelah menghitung seluruh beban struktur atas, pondasi dapat direncanakan berdasarkan beban struktur atas yang terdistribusi ke pondasi. Langkah-langkah yang dikerjakan dalam perencanaan pondasi :

1. Menghitung beban total dari struktur atas
2. Menghitung daya dukung tanah
3. Menentukan jenis pondasi yang akan digunakan
4. Menentukan efisiensi dari pondasi
5. Merencanakan pile cap

3.12 Output Gambar

Hasil analisa struktur sekunder, struktur utama non-pratekan, struktur utama pratekan, dan pondasi dituangkan dalam bentuk gambar teknik yang dapat menjelaskan hasil perhitungan. Gambar dikerjakan dengan menggunakan program bantu sipil AutoCAD .

BAB IV

PRELIMINARY DESAIN

4.1 Data Perencanaan

Perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru menggunakan beton bertulang dan sebagian pratekan. Berikut data-data perencanaan struktur :

- Tipe Bangunan : Gedung Rumah Sakit
- Lokasi : Jl. HR Subrantas, Pekanbaru
- Ketinggian Lantai : basement = 4 m
Lantai 1-16 = 4 m
Lantai helipad = 8 m
- Mutu Beton (f'_c) : 40 MPa dan 25 MPa
- Mutu Baja (f_y) : 400 MPa (Balok dan Kolom)
320 MPa (pelat dan tangga)
- Mutu Beton Prategang : 40 MPa

4.2 Pembebanan

- Beban Mati (PPIUG 1983)
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m^3
 - Adukan finishing (spesi) : 21 kg/m^3
 - Tegel : 24 kg/m^3
 - Aspal : 14 kg/m^3
 - Dinding Setengah Bata : 250 kg/m^3
 - Plafond : 11 kg/m^3
 - Penggantung : 7 kg/m^3
 - Plumbing + Ducting : 30 kg/m^3
- Beban Hidup
 - Lantai Atap : 96 kg/m^2
 - Lantai Rumah Sakit : 250 kg/m^2
 - Lantai Rawat Inap dan Operasi : 287 kg/m^2

- Lantai *Multifunction Hall* : 400 kg/m²
- Lantai *Basement* : 800 kg/m²
- Lantai *Hellipad* : 200 kg/m²
- Pelat Tangga : 300 kg/m²
- Berat Bruto Helikopter : 2720 kg
- Beban Gempa

Beban gempa direncanakan menggunakan SNI 03-1726-2012

4.3 Perencanaan Dimensi Balok

4.3.1 Balok Induk

Tinggi minimum balok induk direncanakan sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.2 (tabel 9.5(a). Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung). Untuk f_y selain 420 MPa nilainya harus dikalikan dengan $(0.4 + \frac{f_y}{700})$.

$$h_{\min} = \frac{L}{16} \times (0.4 + \frac{f_y}{700})$$

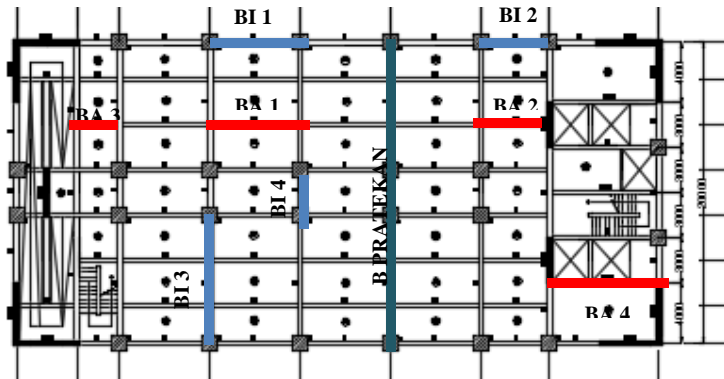
$$b = \frac{1}{2} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (m)

h = tinggi balok (m)

b = lebar balok (m)



Gambar 4. 1 Jenis Balok Gedung Rumah Sakit

Dari gambar 4.1. dapat dilihat variasi balok yang ditinjau. Sehingga diperoleh perencanaan dimensi balok induk seperti berikut

Tabel 4.1 Preliminary Desain Balok Induk

Balok	Bentang (m)	Arah	h min (m)	h pakai (m)	b min (m)	b pakai (m)	Dimensi (m)	
BI 1	6	Memanjang	0.364	0.6	0.3	0.3	0.3	0.6
BI 2	4.575	Memanjang	0.277	0.6	0.3	0.3	0.3	0.6
BI 3	8.5	Melintang	0.516	0.6	0.3	0.3	0.3	0.6
BI 4	3	Melintang	0.182	0.6	0.3	0.3	0.3	0.6

Berdasarkan **tabel 4.1**, dimensi balok induk memanjang dan melintang adalah 30/60 cm.

4.3.2 Balok Anak

Dimensi balok anak direncanakan dengan menggunakan asumsi balok anak sebagai balok pada dua tumpuan menerus, dengan persamaan rumus sebagai berikut :

$$h_{\min} = \frac{L}{21} \times \left(0.4 + \frac{f_y}{700} \right)$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (m)

h = tinggi balok (m)

b = lebar balok (m)

Tabel 4.2 Preliminary Desain Balok Anak

Balok	Bentang (m)	Arah	h min (m)	h pakai (m)	b min (m)	b pakai (m)	Dimensi (m)	
BA 1	6	Memanjang	0.277	0.45	0.225	0.3	0.3	0.45
BA 2	4.575	Memanjang	0.211	0.45	0.225	0.3	0.3	0.45
BA 3	2.875	Memanjang	0.132	0.45	0.225	0.3	0.3	0.45
BA 4	7.275	Memanjang	0.336	0.6	0.3	0.3	0.3	0.6

4.3.3 Balok Pratekan

Dimensi balok pratekan direncanakan dengan menggunakan persamaan rumus :

$$h_{\min} = \frac{L}{20}$$

$$b = \frac{2}{3} \cdot h$$

Dimana :

L = panjang balok (m)

h = tinggi balok (m)

b = lebar balok (m)

Bentang balok pratekan L = 18.9 m, sehingga diperoleh perencanaan

$$h_{\min} = \frac{L}{20} = \frac{18.9}{20} = 0.945 \text{ m} \sim 1 \text{ m}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2}{3} = 0.666 \text{ m} \sim 0.7 \text{ m}$$

Sehingga direncanakan balok pratekan dengan dimensi 70/100 cm.

4.4 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan tebal pelat menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis, yaitu pelat satu arah dan pelat dua arah. Pelat diasumsikan hanya menerima beban gravitasi, hal ini dikarenakan permodelan struktur yang digunakan menggunakan system rangka pemikul momen. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis. Perhitungan dimensi plat berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3 :

- a) Untuk $\alpha_m \leq 0,2$ menggunakan pasal 9.5(3(2))
 b) Untuk $0,2 < \alpha_m < 2$ ketebalan minimum plat harus

$$\text{memenuhi } h_1 = \frac{L_n \times \left\lfloor 0.8 + \frac{f_y}{1500} \right\rfloor}{36 + 5\beta[\alpha_m - 0.2]} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 120 \text{ mm}$$

- c) Untuk $\alpha_m \geq 2$ ketebalan minimum plat harus

$$\text{memenuhi } h_2 = \frac{L_n \times \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta} \text{ dan tidak boleh kurang dari } 90 \text{ mm}$$

L_n = Panjang bentang bersih

S_n = Lebar bentang bersih

f_y = Tegangan Leleh Baja

β = Rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah

α_m = Nilai rata-rata α untuk semua balok pada tepi – tepi dari suatu panel

Harga α_m didapat dari:

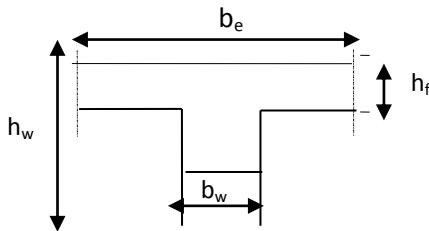
$$\alpha = \frac{E_{balok} I_{balok}}{E_{plat} I_{plat}} \quad I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} \quad I_{plat} = Ly \times \frac{hf^3}{12}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{h_f}{h_w} \right) + 4 \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{h_f}{h_w} \right)}$$

Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok :

Balok Tengah :



Nilai b_e :

$$b_e = 1/4 L_y$$

$$b_e = b_w + 8 h_f$$

dari kedua nilai b_e tersebut diambil yang terkecil.

4.4.1 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

- Mutu beton : 25 MPa
- Mutu Baja : 320 MPa

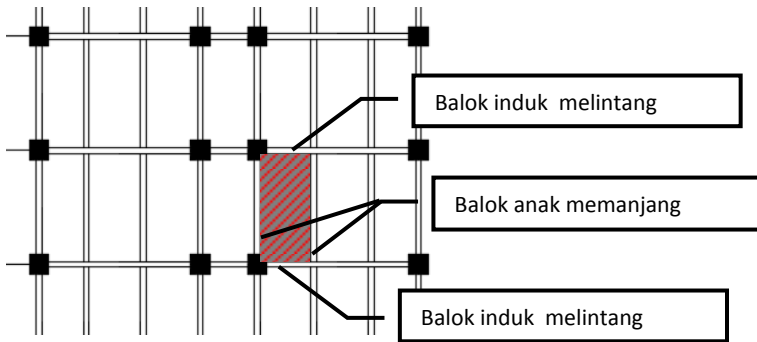
- Rencana tebal pelat lantai dan atap : 15 cm
- Rencana tebal pelat basement : 20 cm

4.4.2 Perhitungan Lebar efektif pelat

$\beta < 2$ tulangan dua arah

$\beta > 2$ tulangan satu arah

β = rasio bentang bersih dalam arah memanjang terhadap arah memendek dari pelat 2 arah.



Gambar 4. 2 Lokasi Pelat yang direncanakan

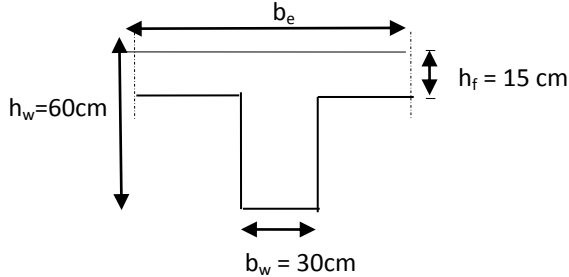
Daerah yang diarsir pada gambar 4.2. menunjukkan pelat yang ditinjau, maka didapat:

$$L_{yn} = 600 \text{ cm} - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 570 \text{ cm}$$

$$L_{xn} = 300 \text{ cm} - \left(\frac{30}{2} + \frac{30}{2} \right) = 270 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_{yn}}{L_{xn}} = \frac{570}{270} = 2,1 > 2 \quad (\text{Pelat 1 arah})$$

Balok induk Melintang (30 x 60), $L_y = 600$ cm



$$b_e = \frac{1}{4} L_y = \frac{1}{4} (570) = 142.5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} b_e &= b_w + 8 h_f \\ &= 30 + (8 \times 15) \\ &= 150 \text{ cm} \end{aligned}$$

Dipakai $b_e = 142.5$ cm.

$$K = \frac{1 + \left(\frac{142.5}{30} - 1 \right) x \left(\frac{15}{60} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{15}{60} \right) + 4 \left(\frac{15}{60} \right)^2 + \left(\frac{142.5}{30} - 1 \right) x \left(\frac{15}{60} \right)^3 \right]}{1 + \left(\frac{124.5}{30} - 1 \right) x \left(\frac{15}{60} \right)} = 1.879$$

$$I_{\text{balok}} = K \cdot b_w \cdot \frac{h_w^3}{12} = 1.879 \times 30 \times \frac{60^3}{12} = 1012568 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{plat}} = L_y \cdot \frac{h_f^3}{12} = 400 \times \frac{15^3}{12} = 168750 \text{ cm}^4$$

Karena $E_{\text{balok}} = E_{\text{c plat}}$

$$\alpha = \frac{I_{\text{balok}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{1012568}{168750} = 2.53$$

Dengan cara yang sama untuk balok induk melintang dan balok anak melintang maka didapat nilai α sebagai berikut

Balok induk melintang = 6

Balok induk melintang = 6

Balok anak memanjang = 2.53

Balok anak memanjang = 2.53

$$\text{Jadi } \alpha_m = \frac{1}{4} \times (6+6+2.53+2.53) = 4.26 > 2$$

Berdasarkan *SNI 03-2847-2013 pasal 9.5(3(3))* yang mana $\alpha_m \geq 2$ maka ketebalan plat minimum adalah

$$h = \frac{570 \left(0.8 + \frac{320}{1500} \right)}{36 + 9 \times 2.11} = 10.5 \text{ cm} > 9 \text{ cm}$$

Untuk faktor kenyamanan gunakan tebal pelat lantai 15 cm. Tebal rencana pelat 15 cm memenuhi persyaratan tebal minimum.

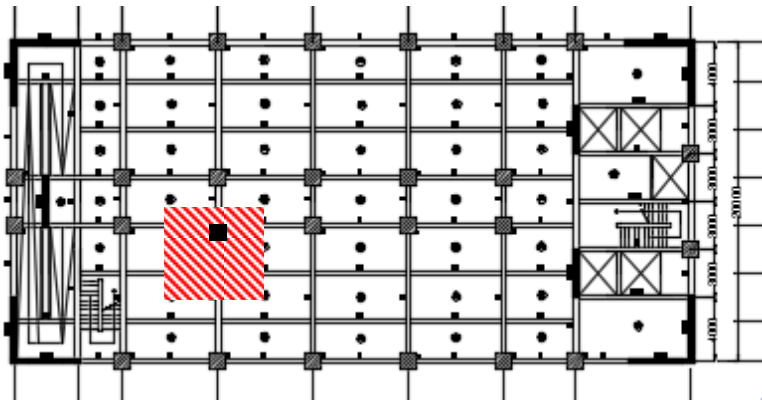
4.4.3 Perencanaan Pelat Atap dan Basemen

Pelat atap yang direncanakan memiliki ukuran yang sama dengan pelat lantai maka dengan cara yang sama didapat ketebalan pelat atap direncanakan sama yaitu 15 cm. Sedangkan

pelat basemen yang direncanakan memiliki ketebalan yaitu 20 cm karena bebannya lebih besar (beban parkir).

4.5 Perencanaan Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.



Gambar 4. 3 Area pembebanan Kolom

Seperti yang terlihat pada gambar 4.3. kolom yang hendak direncanakan memikul beban pada luasan pelat ukuran 600 x 565 . Direncanakan :

Tebal Pelat = 15 cm = 150 mm

Tinggi tiap lantai = 400 cm

Dimensi balok Induk 30/60

Dimensi Balok Anak 30/45

Beban beban yang terjadi berdasarkan PPIUG 1983, yang diberikan di tiap lantainya sebagai perencanaan pembebanan kolom. Untuk efisiensi dan keefektifan dimensi struktur dibuat beberapa variasi kolom. Diambil satu dimensi kolom yang berbeda setiap 4 tingkatnya. Ukuran kolom dapat di diperhitungkan sebagai berikut.

Tabel 4.3 Pembebanan Kolom Lantai 16 -12

Pelat Atap						
beban mati	berat sen	b	L	t	x lantai	berat
Pelat lantai atap(15cm)	2400	6	5.75	0.15	1	12420
penggantung	7	6	5.75	1	1	241.5
plafon	11	6	5.75	1	1	379.5
Tegel	24			1	1	0
spesi	21	6	5.75	1	1	724.5
aspal	14	6	5.75	1	1	483
Dacting dan Plambing	30	6	5.75	1	1	1035
Balok Induk melintang 30/60	2400	0.3	5.75	0.6	1	2484
Balok Induk Memanjang 30/60	2400	0.3	6	0.6	1	2592
Balok Anak memanjang 30/45	2400	0.3	6	0.45	1	1944
dinding	250					0
Kolom (100/100)	2400					0
					WD	22303.5
Beban Hidup						
Lantai atap	100	6	5.75		1	3450
Air Hujan	20	6	5.75		1	690
					WL	4140
Pelat lantai 16 - 13						
beban mati	berat sen	b	L	t	x lantai	berat
Pelat lantai atap(15cm)	2400	6	5.75	0.15	4	49680
penggantung	7	6	5.75	1	4	966
plafon	11	6	5.75	1	4	1518
Tegel	24	6	5.75	1	4	3312
spesi	21	6	5.75	1	4	2898
aspal	14			1	4	0
Dacting dan Plambing	30	6	5.75	1	4	4140
Balok Induk melintang 30/60	2400	0.3	5.75	0.6	4	9936
Balok Induk Memanjang 30/60	2400	0.3	6	0.6	4	10368
Balok Anak memanjang 30/45	2400	0.3	6	0.45	4	7776
dinding	250				4	0
Kolom (100/100)	2400	1	1	4	4	38400
					WD	128994
Beban Hidup						
Lantai atap	250	6	5.75		4	34500
Air Hujan	20				4	0
					WL	34500
WD total (kg)						151297.5
WL total (kg)						38640

Koefisien Reduksi untuk beban hidup untuk Rumah sakit (PPIUG tabel 3.3) = 0.75. Jadi, total beban untuk beban hidup : $LL = 0.75 \times WL_{total} = 28980 \text{ Kg}$.

$$\begin{aligned}\text{Jadi Berat Total : } W &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\ &= 227925 \text{ Kg}\end{aligned}$$

$$\text{Mutu Beton} = 40 \text{ MPa} = 450 \text{ Kg/cm}^2 \quad (1 \text{ MPa} = 10 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\text{Dimensi : } A = 3 \frac{P}{f'_c} = 3 \times \frac{227925}{400} = 1709.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 1709.4 \text{ cm}^2$$

$$b = 41 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Jadi Dimensi Kolom digunakan untuk lantai 16, 15, 14, 13 dan 12 adalah 60/60 cm.

Untuk beban pada kolom lantai 11 – 7 dapat di lihat pada tabel 4.4

Tabel 4.4 Pembebanan Kolom Lantai 11 - 7**Pelat lantai 12- 8**

WD total diatasnya (kg)						151297.5
WL total atasnya (kg)						38640
beban mati	berat send	b	L	t	x lantai	berat
Pelat lantai atap(15cm)	2400	6	5.75	0.15	5	62100
penggantung	7	6	5.75	1	5	1207.5
plafon	11	6	5.75	1	5	1897.5
Tegel	24	6	5.75	1	5	4140
spesi	21	6	5.75	1	5	3622.5
aspal	14			1	5	0
Dacting dan Plaming	30	6	5.75	1	5	5175
Balok Induk melintang 30/60	2400	0.3	5.75	0.6	5	12420
Balok Induk Memanjang 30/60	2400	0.3	6	0.6	5	12960
Balok Anak memanjang 30/45	2400	0.3	6	0.45	5	9720
dinding	250				5	0
Kolom (100/100)	2400	1	1	4	5	48000
					WD	161242.5
Beban Hidup						
Lantai atap	250	6	5.75		5	43125
Air Hujan	20				5	0
					WL	43125
WD total (kg)						312540
WL total (kg)						81765

Jadi total beban untuk beban hidup $LL = 0.75 \times WL$

$$= 61323.75 \text{ Kg}$$

Jadi Berat Total : $W = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 473166 \text{ Kg}$

Mutu Beton = 40 MPa = 400 Kg/cm² (1 MPa = 10 Kg/cm²)

$$\text{Dimensi : } A = 3 \frac{P}{f'_c} = 3 \times \frac{473166}{400} = 3548.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } b^2 = 3548.7 \text{ cm}^2$$

$$b = 59 \text{ cm} \approx 70 \text{ cm}$$

Jadi, dimensi kolom digunakan 70/70 cm.

Dengan cara yang serupa didapat dimensi kolom yang lain sebagai berikut:

Kolom lantai 12 – Heli	➔ 60/60 cm
Kolom lantai 7 -11	➔ 70/70 cm
Kolom lantai 6 – 3	➔ 80/80 cm
Kolom lantai 2 – 1, basement	➔ 90/90 cm

BAB V

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

5.1 Perencanaan Pelat

Pelat yang direncanakan pada gedung Rumah Sakit ini terbagi menjadi enam, pembagian ini berdasarkan perbedaan dari beban yang diterima tiap pelat

5.1.1 Data Perencanaan Pelat

Mutu bahan yang digunakan untuk perencanaan pelat sesuai dengan preliminary desain sebagai berikut :

- Mutu beton : 25 MPa
- Mutu baja : 320 MPa
- Tebal pelat atap : 15 cm
- Tebal pelat lantai : 15 cm
- Tebal pelat basemen : 20 cm
- Tebal pelat helipad : 15 cm
- Diameter tulangan rencana (\emptyset) : 10 mm

5.1.2 Pembebanan Pelat

Pembebanan pelat dibagi berdasarkan beban yang diterima oleh tiap lantai berdasarkan fungsi ruang dari lantai tersebut.

1. Pelat Atap

Beban yang bekerja pada pelat atap terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat $= 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$

- Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal ($t = 1 \text{ cm}$) $= 14 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing & Ducting $= 30 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = 464 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

- Beban pada atap datar $= 96 \text{ kg/m}^2$
 - Beban air hujan $= 20 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{LT} = 116 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 464 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 116 \text{ kg/m}^2) \\ &= 742.4 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

2. Pelat Lantai 1 - 2

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat $= 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 42 \text{ kg/m}^2$
 - Tegel ($t = 2 \text{ cm}$) $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing & Duct $= 30 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = 474 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup(Beban rumah sakit)

$$q_{LT} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1.2 \times 474 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 250 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 968.8 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Pelat Lantai 3 - 14

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat $= 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 42 \text{ kg/m}^2$
 - Tegel ($t = 2 \text{ cm}$) $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing & Duct $= 30 \text{ kg/m}^2$
- $q_{DT} = 474 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup (Beban ruang rawat inap dan operasi)

$$q_{LT} = 287 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1.2 \times 474 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 287 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 1028 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4. Pelat Lantai 15 - 16

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat $= 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
- Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$

- Spesi (t = 2 cm) = 42 kg/m²
 - Aspal (t = 2 cm) = 24 kg/m²
 - Plumbing & Duct = 30 kg/m²
- $$q_{DT} = 474 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup(Beban ruang serbaguna)

$$q_{LT} = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 474 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 400 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1208.8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

5. Pelat Basemen

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat = 0.2 x 2400 = 480 kg/m²
 - Penggantung = 7 kg/m²
 - Plafond = 11 kg/m²
 - Spesi (t = 2 cm) = 42 kg/m²
 - Tegel (t = 2 cm) = 24 kg/m²
 - Plumbing & Duct = 30 kg/m²
- $$q_{DT} = 594 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$q_{LT} = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 594 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 800 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1992.8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

6. Pelat Lantai Helipad (diluar landasan)

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat $= 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 42 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing & Duct $= 30 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = 464 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$q_{LT} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 464 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 200 \text{ kg/m}^2) \\ &= 908.8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

7. Pelat Lantai Helipad (landasan)

Beban yang bekerja pada pelat lantai juga terdiri dari 2 jenis beban, yaitu beban mati (q_D) dan beban hidup (q_L).

Beban Mati

- Pelat $= 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$
 - Penggantung $= 7 \text{ kg/m}^2$
 - Plafond $= 11 \text{ kg/m}^2$
 - Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) $= 42 \text{ kg/m}^2$
 - Aspal $= 24 \text{ kg/m}^2$
 - Plumbing & Duct $= 30 \text{ kg/m}^2$
- $$q_{DT} = 464 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

Beban total helicopter (Agusta A119 Koala) : 2720 kg

$$\text{Area} = (1.5 \times 408.4) \times \left(\frac{20}{2}\right) = 6126 \text{ cm}^2$$

$$\text{Beban merata helicopter} : \frac{1.5 \times 2720}{2 \times 6126} = 3330.06 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 q_{DT} + q_{LT} \\ &= (1.2 \times 464 \text{ kg/m}^2) + (3330.06 \text{ kg/m}^2) \\ &= 3886.8 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

5.1.3 Penulangan Pelat

Tahapan yang digunakan dalam menentukan tulang lentur pelat adalah sebagai berikut :

1. Menentukan data – data d, f_y, f'_c dan μ
2. Menentukan nilai reduksi yang digunakan
3. Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

4. Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan :

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

5. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c}$$

6. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

7. Menghitung rasio tulangan butuh

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{min} < \rho_{pakai} < \rho_{max}$$

8. Menentukan luas tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

9. Menentukan spasi maksimum antar tulangan

$$S < 450 \text{ mm}$$

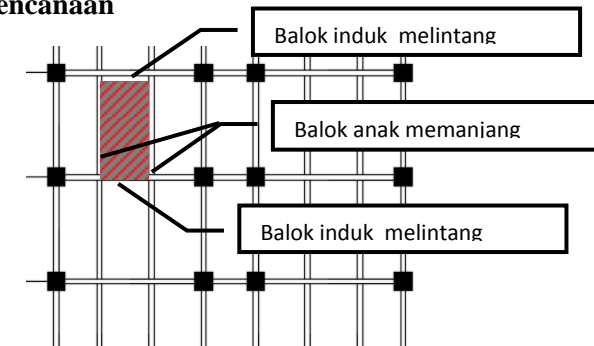
$$S < 3h$$

10. Menghitung jumlah tulangan tiap meter

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ pakai}}}$$

5.1.4 Penulangan Pelat Atap

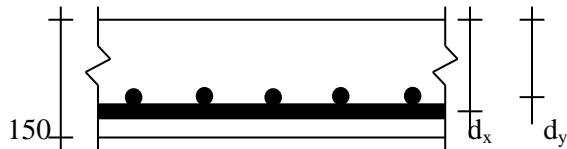
1. Data Perencanaan



Gambar 5.1 Pelat yang Direncanakan

Data-data perancangan untuk penulangan pelat lantai atap :

- Dimensi pelat 600 x 300 m²
- Tebal pelat 150 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana (ϕ) 10 mm
- Luas tulangan (A_s) = 78.54 mm²
- Mutu tulangan baja $f_y = 320$ MPa
- Mutu beton $f'_c = 25$ MPa
- $\beta_1 = 0.8714$



Gambar 5.2 Detail Tebal Pelat

d_x = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – ($1/2 \times$ diameter tulangan rencana bawah)

$$d_x = 150 - 40 - \frac{1}{2}(10) = 105 \text{ mm}$$

d_y = tebal pelat (h) – selimut beton (c.c) – diameter tulangan atas – ($1/2 \times$ diameter tulangan rencana atas)

$$d_y = 150 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 95 \text{ mm.}$$

$$L_x = 300 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 270 \text{ cm}$$

$$L_y = 600 - \left(\frac{30 + 30}{2} \right) = 570 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_y}{L_x} = \frac{570}{270} = 2.1 > 2 \rightarrow \text{Pelat satu arah}$$

$$q_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} = 742.4 \text{ kg/m}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f'_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{78.54 \times 320}{0.85 \times 25 \times 1000} = 1.18272 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.18272}{0.871} = 1.357 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0.003 \left(\frac{105}{1.357} - 1 \right) = 0.2289$$

Didapat ϵ_t lebih besar dari 0.005 maka digunakan faktor reduksi sebesar 0.9

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ($L_y/L_x = 2.1$)

$$M_{lx} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{tx} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ly} = 0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

$$M_{ty} = -0.001 \cdot q_u \cdot L_x^2 \cdot X$$

Dimana : M_{lx} = Momen lapangan arah x

M_{ly} = Momen lapangan arah y

M_{tx} = Momen tumpuan arah x

M_{ty} = Momen tumpuan arah y

X = Nilai konstanta dari perbandingan
 L_y/L_x

2. Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah X

$\beta = 2.1$ (terjepit penuh)

$M_{lx} (+) X_1 = 41$

$M_{lx} (-) X_2 = 83$

Dipakai $X = 83$

$$M_{lx} = (-)M_{lx} = 0,001 \times q_u \times L_x^2 \times X \\ = 0.001 \times 742.4 \times 270^2 \times 83 = 4492039.6 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{25}}{320} = 0.0039$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{320}{0.85 \times 25} = 15.059$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d x^2} = \frac{4492039.6}{0.9 \times 1000 \times 105^2} = 0.452 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15.059} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.059 \times 0.452}{320}} \right)$$

$$\rho = 0.00142$$

$\rho < \rho_{\min}$ maka dipakai $\rho = 0.0039$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d_y \\ = 0.0039 \times 1000 \times 105 = 409.5 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm (SNI 2847 2013 ps 7.6.5)}$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{d10}}} = \frac{409.5}{78.54} = 5.2 \approx 6 \text{ tulangan}$$

$$s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{6} = 166.67 \text{ mm} \quad s = 150 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = n \times A_s = 6 \times 78.54 = 471.24 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}}$$

Jadi digunakan tulangan lentur **φ10-150**

3. Perhitungan penulangan tumpuan dan lapangan arah Y

$\beta = 2.1$ (terjepit penuh)

$M_{ly} (+) X1 = 11$

$M_{ty} (-) X2 = 57$

Dipakai $X = 57$

$$M_{ly} = (-)M_{ty} = 0,001 \times q_u \times Lx^2 \times X \\ = 0.001 \times 742.4 \times 270^2 \times 57 = 3084895 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{25}}{320} = 0.0039$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'c} = \frac{320}{0.85 \times 25} = 15.059$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d y^2} = \frac{3084895}{0.9 \times 1000 \times 95^2} = 0.379 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15.059} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.059 \times 0.379}{320}} \right)$$

$$\rho = 0.00119 \quad \rho < \rho_{\min} \text{ maka dipakai } \rho = 0.0039$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d_x \\ = 0.0039 \times 1000 \times 95 = 370.5 \text{ mm}^2$$

$$S_{\text{maks}} = 450 \text{ mm (SNI 2847 2013 ps 7.6.5)}$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{A_{s_{d10}}} = \frac{370.5}{78.54} = 4.71 \approx 5$$

$$s = \frac{1000}{n} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = n \times A_s = 5 \times 78.54 = 392.7 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{perlu}}}$$

Jadi di gunakan tulangan lentur **φ10-150**

5.1.5 Penulangan Pelat Lantai

Perhitungan kebutuhan penulangan pelat lantai 1 – 16 dilakukan dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap. Didapat jumlah tulangan yang digunakan sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur $\phi 10-125$
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur $\phi 10-125$

5.1.6 Penulangan Pelat Basemen

Dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap maka didapat jumlah tulangan sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur $\phi 10-125$
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur $\phi 10-125$

5.1.7 Penulangan Pelat Helipad

Perhitungan kebutuhan tulangan helipad di area landasan dan luar landasan dilakuka dengan cara yang sama dengan penulangan pelat atap, maka didapat jumlah tulangan sebagai berikut

- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X digunakan tulangan lentur $\phi 10-100$
- Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y digunakan tulangan lentur $\phi 10-100$

5.2 Perencanaan Struktur Tangga

Pada gedung rumah sakit ini terdapat dua jenis tangga yang digunakan, berikut perhitungan dimensi dan penulangan tangga.

5.2.1 Tangga 1

1. Data Perencanaan

Syaran Perencanaan tangga :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$25^{\circ} \leq \alpha \leq 40^{\circ}$$

- Mutu Beton (f'_c) : 40 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 320 Mpa
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tanjakan (t) : 17 cm
- Tebal pelat tangga : 15 cm
- Panjang Bordes : 180 cm
- Lebar bordes : 300 cm
- Lebar tangga : 140 cm
- Tinggi antar lantai : 400 cm
- Tinggi bordes : 200 cm
- Panjang tangga : 330 cm
- Decking tulangan : 2 cm

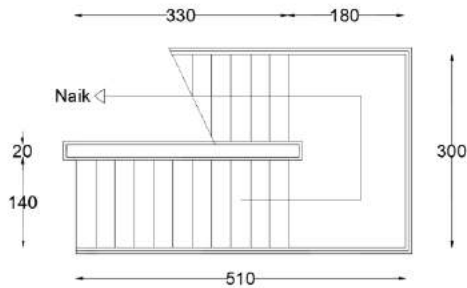
$$2t + i = 2(17) + 30 = 64 \text{ (memenuhi persyaratan)}$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{200}{17} = 11.7 \sim 12 \text{ buah}$$

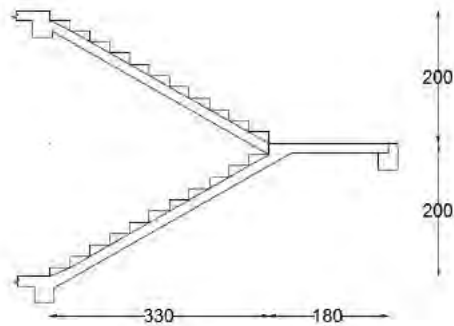
$$\text{Jumlah injakan (n)} = 12 - 1 = 11 \text{ buah}$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{200}{30 \times 11} \right) = 32^{\circ}, \text{ memenuhi persyaratan}$$

$$25^{\circ} \leq \alpha \leq 40^{\circ} \text{ (OK.)}$$



Gambar 5.3 Tampak atas Tangga 1



Gambar 5.4 Tampak Samping Tangga 1

2. Pembebanan Tangga dan Bordes

a. Pembebanan Tangga

Beban Mati

- Pelat tangga $= \frac{0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 32^\circ} = 424.504 \text{ kg/m}^2$
- Berat Injakan $= 2400 \times \frac{0.17}{2} = 204 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$

- Tegel = 24 kg/m^2
- Berat pegangan = 30 kg/m^2
 $q_{DT} = 724.504 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 724.504 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1349.41 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Bordes

Beban Mati

- Pelat bordes = $0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 360 \text{ kg/m}^2$
- Spesi ($t = 2 \text{ cm}$) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel = 48 kg/m^2
 $q_{DT} = 426 \text{ kg/m}^2$

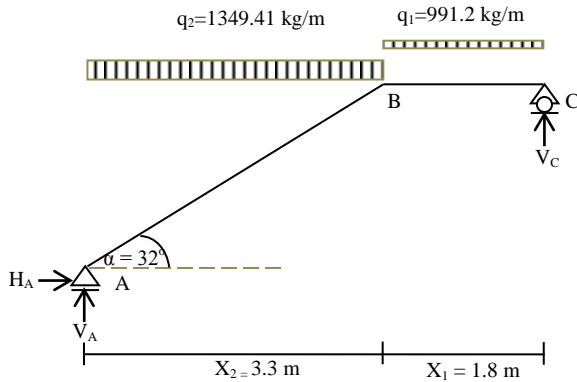
Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 426 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 991.2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

3. Perhitungan Gaya Pada Tangga

Perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada tangga menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi rol.



Gambar 5.5 Permodelan Struktur Tangga 1

Berdasarkan gambar 5.5 dilakukan perhitungan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada struktur tangga tersebut.

$$\Sigma M_c = 0$$

$$V_a \times 5.1 - \{(1349.41 \times 3.3) ((0.5 \times 3.3) + 1.8)\} - \{(991.2 \times 1.8) (0.5 \times 1.8)\} = 0$$

$$V_a = \frac{16968.7}{5.1} = 3327.2 \text{ kg } (\uparrow)$$

$$\Sigma M_a = 0$$

$$V_c \times 5.1 - \{(991.2 \times 1.8) ((0.5 \times 1.8) + 3.3)\} - \{(1349.41 \times 3.3) (0.5 \times 3.3)\} = 0$$

$$V_c = \frac{14840.9}{5.1} = 2909.99 \text{ kg } (\uparrow)$$

Kontrol

$$\Sigma V = 0$$

$$3327.2 + 2909.99 - (991.2 \times 1.8) - (1349.41 \times 3.3) = -0.0003$$

Hasil perhitungan mendekati 0 (OK.)

- **Gaya Normal**

Bentang x_1

$$N_{x1} = 0$$

Bentang x_2

$$\begin{aligned}\text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow N_a &= -V_a \sin 32^\circ + H_b \cos 32^\circ \\ &= -3327.2 \cdot \sin 32^\circ + 0 \\ &= -1763.1 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}x_2 = 3.30 \text{ m} \rightarrow N_b &= N_a + q \times 3.30 \sin 32^\circ . \\ &= -1763.1 + 1349.41 \times 3.3 \sin 32^\circ . \\ &= 596.6 \text{ kg}\end{aligned}$$

- **Gaya Lintang**

Bentang x_1

$$D_{x1} = q_1 \cdot x_1 - V_c = (991.2 \cdot x_1) - 2909.99$$

$$\text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow D_C = -2909.99 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}x_1 = 1.8 \text{ m} \rightarrow D_B &= (991.2 \times 1.8) - 3327.2 \\ &= -1125.8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Bentang x_2

$$D_{x2} = V_a + q_2 \cdot x_2 = 3327.2 + (1349.41 \cdot x_2)$$

$$\text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow D_A = 3327.2 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}x_2 = 3.3 \text{ m} \rightarrow D_B &= 3327.2 + (1349.4 \times 3.3) \\ &= -1125.8 \text{ kg}\end{aligned}$$

• **Perhitungan Momen**

Bentang x_1

$$M_{x1} = V_c \cdot x_1 - \frac{1}{2} \cdot q_1 \cdot x_1^2$$

$$\text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow M_C = 0$$

$$\begin{aligned} x_1 = 1.8 \text{ m} &\rightarrow M_B = 2909.99 \times 1.8 - \frac{1}{2} \cdot 991.2 \times 1.8^2 \\ &= 3632.25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Bentang x_2

$$M_{x2} = V_a \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot x_2^2$$

$$\text{Untuk } x_2 = 0 \text{ m} \rightarrow M_A = 0$$

$$\begin{aligned} x_2 = 3.3 \text{ m} &\rightarrow M_B = 3327.2 \times 3.3 - \frac{1}{2} \cdot 1349.4 \times 3.3^2 \\ &= 3632.25 \text{ kgm} \end{aligned}$$

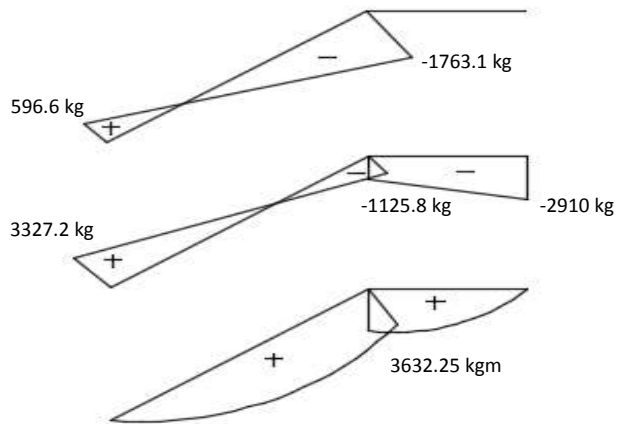
Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat :

$$M_{x2} = 3327.2 \cdot x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1349.4 \cdot x_2^2$$

$$\frac{dM_{x2}}{dx_2} = 0 \rightarrow 3327.2 - 1349.4 \cdot x_2 = 0$$

$$x_2 = \frac{3327.2}{1349.4} = 2.46 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 3327.2x_2 - \frac{1}{2} \cdot 1349.4 \cdot x_2^2 \\ &= 3327.2 \times 2.46 - \frac{1}{2} \times 1349.4 \times 2.46^2 \\ &= 4101.9 \text{ kgm} \end{aligned}$$



Gambar 5.6 Gaya Dalam pada Tangga 1

4. Perhitungan Penulangan Tangga

Untuk Anak Tangga

- f_c : 40 MPa
- f_y : 320 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 150 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{320} = 0.00494$
- $\beta_1 = 0.764$
- $\rho_{\max} = 0.025$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{320}{0.85 \times 40} = 9.4117$

Untuk Bordes

- f'_c : 40 MPa
- f_y : 320 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 1500 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{320} = 0.00494$
- $\beta_1 = 0.764$
- $\rho_{\max} = 0.025$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{320}{0.85 \times 40} = 9.4117$

a. Penulangan Pelat Tangga

$$M_u = 4101.9 \text{ kgm} = 41019042.5 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{41019042.5}{0.9 \times 1000 \times 122^2} = 3.06 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{9.411} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.06 \times 9.411}{320}} \right) = 0.01004$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0.01004 \times 1000 \times 122 = 1225.35 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D16-125 ($A_{s_{\text{pakai}}} = 1608.4 \text{ mm}^2$)

$$A_s \text{ tulangan bagi} = 20\% A_s = 0.2 \times 1225.3 = 245.07 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D8 – 150 ($A_{s_{\text{pakai}}} = 301 \text{ mm}^2$)

b. Penulangan Pelat Bordes

$$M_u = 3632.25 \text{ kgm} = 36322498.61 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{36322498.6}{0.9 \times 1000 \times 122^2} = 2.71 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{9.411} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.41 \times 2.71}{320}} \right) = 0.0088$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0.0088 \times 1000 \times 122 = 1078.65 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D16-150 ($A_{S_{\text{pakai}}} = 1206.37 \text{ mm}^2$)

$$A_s \text{ tulangan bagi} = 20\% A_s = 0.2 \times 1078.6 = 215.73 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D8 – 150 ($A_{S_{\text{pakai}}} = 301 \text{ mm}^2$)

c. Penulangan Balok Bordes

Digunakan dimensi balok bordes 25/35.

Beban Mati (DL)

Beban Mati

- Pelat bordes $= 360 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 \text{ m}$
 $= 648 \text{ kg/m}$
- Berat balok $= 0.25 \times 0.35 \times 2400$
 $= 210 \text{ kg/m}$

$$q_{DT} = 858 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned} q_{LT} &= 300 \text{ kg/m}^2 \times 1.8 \text{ m} \\ &= 540 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Kombinasi } q_u = 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT}$$

$$\begin{aligned} q_u &= (1.2 \times 858 \text{ kg/m}) + (1.6 \times 540 \text{ kg/m}) \\ q_u &= 1893.6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= -1/8 \times q_u \times l^2 \\
 &= -1/8 \times 1893.6 \times 3^2 \\
 &= 2130.3 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$d = 350 - 40 - 0.5.16 - 8 = 294 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{21303000}{0.9} = 23670000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bxd^2} = \frac{23670000}{250 \times 294^2} = 0.273 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{320} = 0.00494$$

$$\rho = \frac{1}{9.411} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.273 \times 9.411}{320}} \right) = 0.00086$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}, \text{ pakai } \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.00494$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d = 0.00494 \times 250 \times 294 = 363.168 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pasang 2D16 (} A_s = 402 \text{ mm}^2 \text{)}$$

$$\text{Dipakai tulangan tekan praktis 2D16 (} A_s = 402 \text{ mm}^2 \text{)}$$

Perhitungan penulangan Geser :

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \times 1893.6 \times 3 = 2480.4 \text{ Kg} = 28404 \text{ N}$$

$$v_c = \frac{bw.d\sqrt{f'_c}}{6} = \frac{250 \times 294 \sqrt{40}}{6} = 774758N$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 774758 = 464855N$$

$V_u < \phi V_c$ (Tidak perlu tulangan geser)

Maka digunakan tulangan geser praktis :

$\phi 10-200$

5.2.2 Tangga 2

1. Data Perencanaan

Syaran Perencanaan tangga :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

- Mutu Beton (f'_c) : 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 320 Mpa
- Lebar injakan (i) : 30 cm
- Tanjakan (t) : 17 cm
- Tebal pelat tangga : 15 cm
- Panjang Bordes : 200 cm
- Lebar bordes : 287.5 cm
- Lebar tangga : 135 cm
- Tinggi antar lantai : 400 cm
- Tinggi bordes : 200 cm
- Panjang tangga : 330 cm

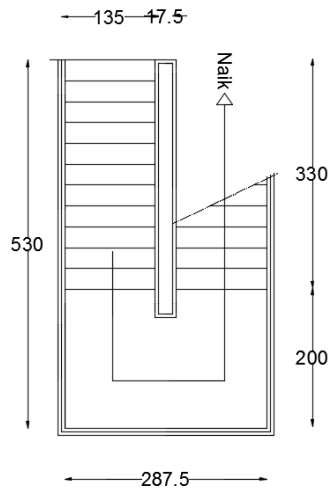
$$2t + i = 2(17) + 30 = 64 \text{ (memenuhi persyaratan)}$$

$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{200}{17} = 11.7 \sim 12 \text{ buah}$$

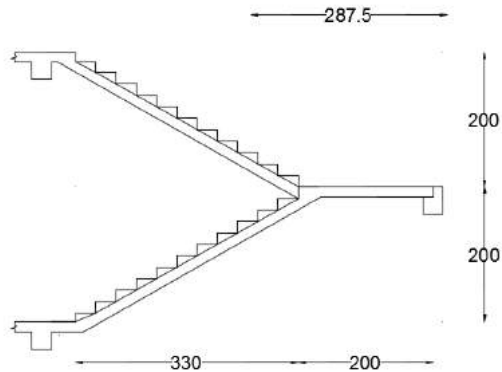
$$\text{Jumlah injakan (n)} = 12 - 1 = 11 \text{ buah}$$

$$\alpha = \arctg \left(\frac{200}{30 \times 11} \right) = 32^\circ, \text{ memenuhi persyaratan}$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{ (OK.)}$$



Gambar 5.7 Tampak atas Tangga 2

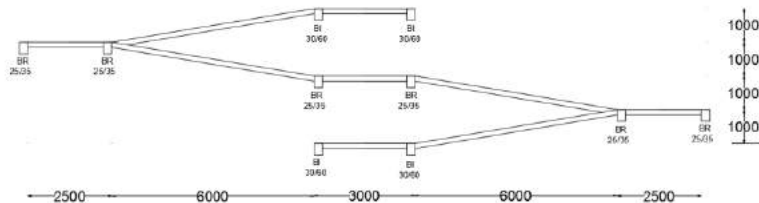


Gambar 5.8 Tampak Samping Tangga 2

Dengan menggunakan cara perhitungan yang sama dengan perhitungan penulangan tangga 1 maka didapat kebutuhan tulangan tangga 2 sebagai berikut :

- Penulangan Lentur tangga : D16-125 mm
- Penulangan susut Tangga : D8 – 150 mm
- Penulangan Bordes
 - Tulangan Lentur : D16 – 150 mm
 - Tulangan Susut : D8 – 150 mm
- Penulangan Balok Bordes
 - Tulangan Tarik : 2D16
 - Tulangan Tekan : 2D16
 - Tulangan Geser : $\phi 10 - 200$ mm

5.3 Perencanaan Tulangan *Ramp*



Gambar 5.9 Tampak Samping *Ramp*

1. Data Perencanaan

- Mutu Beton (f'_c) : 40 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 320 Mpa
- Selimut Beton : 2 cm
- α : 6.7^0
- Tebal Bordes : 15 cm
- Panjang Bordes : 250 cm
- Lebar bordes : 400 cm
- Lebar *Ramp* : 200 cm
- Tinggi antar lantai : 200 cm
- Tinggi bordes : 160 cm
- Panjang *Ramp* : 600 cm

2. Pembebanan Ramp dan Bordes

c. Pembebanan Ramp

Beban Mati

- Pelat ramp $= \frac{0,15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3}{\cos 6.7^\circ}$
 $= 362.4755 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel $= 24 \text{ kg/m}^2$
- Berat pegangan $= 30 \text{ kg/m}^2$
 $q_{DT} = 458.4755 \text{ kg/m}^2$

Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\ &= (1.2 \times 458.475 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\ &= 1030.17 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

d. Pembebanan Bordes

Beban Mati

- Pelat bordes $= 0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$
 $= 360 \text{ kg/m}^2$
- Spesi (t = 2 cm) $= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Tegel $= 48 \text{ kg/m}^2$
 $q_{DT} = 426 \text{ kg/m}^2$

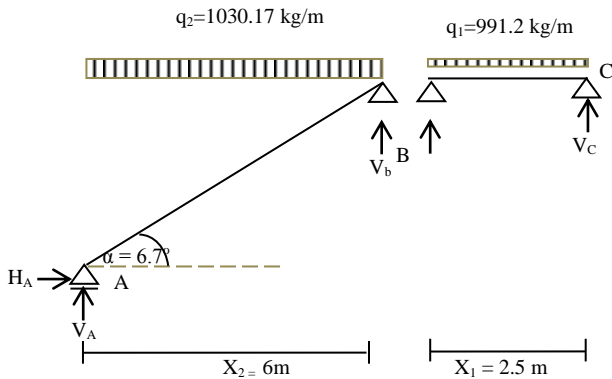
Beban Hidup

$$q_{LT} = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kombinasi} &= 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT} \\
 &= (1.2 \times 426 \text{ kg/m}^2) + (1.6 \times 300 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 991.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Permodelan struktur Ramp

Perhitungan gaya – gaya yang bekerja pada tangga menggunakan mekanika teknik statis dengan permisalan sendi rol.



Gambar 5.10 Pemodelan Struktur Ramp

Berdasarkan gambar 5.10 dilakukan perhitungan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada struktur Ramp tersebut.

- **Perhitungan Momen**

Momen ultimate yang terjadi pada struktur menggunakan pendekatan mekanika statis, dengan besar momen sebagai berikut :

- Mu ramp : $\frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8}1030.17 \times 6^2 = 4635.76 \text{ kgm}$
- Mu Bordes : $\frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8}991.2 \times 2.5^2 = 774.375 \text{ kgm}$

4. Perhitungan Penulangan

Untuk Ramp

- f'_c : 40 MPa
- f_y : 320 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 150 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{320} = 0.00494$
- $\beta_1 = 0.764$
- $\rho_{\max} = 0.025$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{320}{0.85 \times 40} = 9.4117$

Untuk Bordes

- f'_c : 40 MPa
- f_y : 320 MPa
- Tulangan (D) : 16 mm
- $d_x = 150 - 20 - (16/2) = 122$ mm
- $\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{320} = 0.00494$
- $\beta_1 = 0.764$
- $\rho_{\max} = 0.025$
- $m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{320}{0.85 \times 40} = 9.4117$

a. Penulangan Pelat Ramp

$$Mu = 4635.76 \text{ kgm} = 46357675.49 \text{ Nmm}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi \cdot b \times d^2} = \frac{46357675.49}{0.9 \times 1000 \times 122^2} = 3.46 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{9.411} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.46 \times 9.411}{320}} \right) = 0.0114$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0.0114 \times 1000 \times 122 = 1394.37 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D16-125

$$A_s \text{ tulangan tekan} = 50\% A_s = 0.5 \times 1394.3 = 697.18 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 – 250

b. Penulangan Pelat Bordes

$$M_u = 774.375 \text{ kgm} = 7743750 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{7743750}{0.9 \times 1000 \times 122^2} = 0.59 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{9.411} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9.411 \times 0.59}{320}} \right) = 0.00188$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, gunakan ρ_{\min}

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0.00494 \times 1000 \times 120 = 494.1059 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan lentur D16-125

$$A_s \text{ tulangan tekan} = 50\% A_s = 0.5 \times 494.1059 = 247.05 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D16 – 250

c. Penulangan Balok Bordes

Digunakan dimensi balok bordes 25/35.

Beban Mati (DL)

Beban Mati

- Pelat bordes $= 360 \text{ kg/m}^2 \times 2.5 \text{ m}$
 $= 900 \text{ kg/m}$
- Berat balok $= 0.25 \times 0.35 \times 2400$
 $= 210 \text{ kg/m}$

$$q_{DT} = 1110 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned} q_{LT} &= 300 \text{ kg/m}^2 \times 2.5 \text{ m} \\ &= 750 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Kombinasi } q_u = 1.2 \cdot q_{DT} + 1.6 \cdot q_{LT}$$

$$\begin{aligned} q_u &= (1.2 \times 1110 \text{ kg/m}) + (1.6 \times 750 \text{ kg/m}) \\ q_u &= 2532 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= -1/8 \times q_u \times l^2 \\ &= -1/8 \times 2532 \times 4^2 \\ &= 5064 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$d = 350 - 40 - 0.5(16) - 8 = 294 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{50640000}{0.9} = 56266667 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{56266667}{250 \times 294^2} = 0.65 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{320} = 0.00494$$

$$\rho = \frac{1}{9.411} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.65 \times 9.411}{320}} \right) = 0.002$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{\min}, \text{ pakai } \rho_{\min}$$

$$\rho_{pakai} = 0.00494$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d = 0.00494 \times 250 \times 294 = 363.168 \text{ mm}^2$$

Pasang 2D16 ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)

Dipakai tulangan tekan praktis 2D16 ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)

Perhitungan penulangan Geser :

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot l = \frac{1}{2} \times 2532 \times 4 = 5064 \text{ Kg} = 50640 \text{ N}$$

$$v_c = \frac{bw \cdot d \cdot \sqrt{f'c}}{6} = \frac{250 \times 294 \cdot \sqrt{40}}{6} = 774758 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.6 \times 774758 = 464855 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c$ (Tidak perlu tulangan geser)

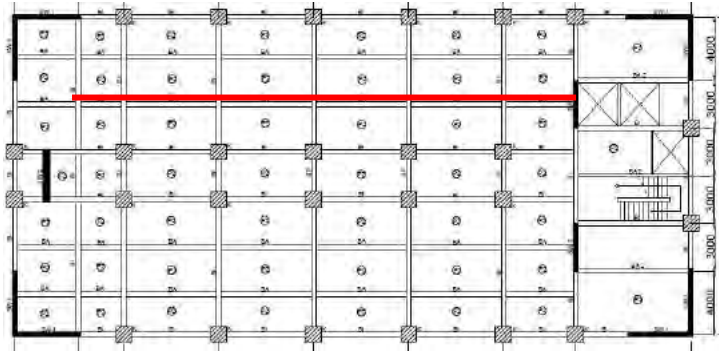
Maka digunakan tulangan geser praktis :

$\phi 10-200$ (Pada daerah lapangan)

5.4 Perencanaan Balok Anak

Balok anak merupakan struktur sekunder yang berfungsi sebagai pembagi/pendistribusi beban. Dalam perencanaan struktur Gedung Rumah Sakit Pekanbaru dimensi balok anak yang digunakan adalah 30/45 untuk dengan bentang 600 cm pada lantai atap

5.4.1 Perencanaan Balok Anak Atap



Gambar 5.11 Balok Anak Atap

Balok Sumbu C dan F

Pembebanan plat atap

$$q_d = 464 \text{ kg/m}^2$$

$$q_l = 116 \text{ kg/m}^2$$

Pembebanan balok anak atap

Beban mati (q_d) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0.3 \times 0.4 \times 2400 \\ &= 324 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Balok Bentang 6 m (pelat 1 arah)
Beban mati plat :

$$\begin{aligned} q_{eq} &= \frac{1}{2} q_a L_x \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 464 \times 2.85 \\ &= 1322.4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban Hidup (q_l)

$$\begin{aligned} q_l \text{ plat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times 116 \times 2.85 \\ &= 330.6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Balok Bentang 2.875 m (pelat 2 arah)
Beban mati plat :

$$\begin{aligned} q_{eq} &= \frac{1}{2} q_a L_x \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Lx^2}{Ly^2} \right) \right\} \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 464 \times 2.85 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2.85^2}{2.575^2} \right) \right\} \\ &= 782.421 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban Hidup (q_l)

$$\begin{aligned} q_l \text{ plat} &= 2 \times \frac{1}{2} \times 116 \times 2.85 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2.85^2}{2.575^2} \right) \right\} \\ &= 195.6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Balok bentang 4.575 m (pelat 2 arah)
Beban mati plat :

$$\begin{aligned} q_{eq} &= \frac{1}{2} q_a L_x \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{Lx^2}{Ly^2} \right) \right\} \\ &= 2 \times \frac{1}{2} \times 464 \times 2.85 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2.85^2}{4.575^2} \right) \right\} \\ &= 1126.489 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

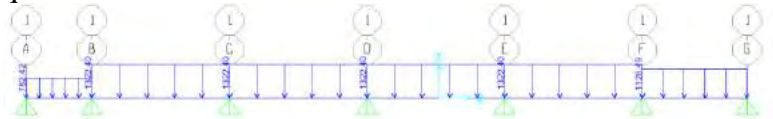
Beban Hidup (q_l)

$$q_l \text{ plat} = 2 \times \frac{1}{2} \times 116 \times 2.85 \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2.85^2}{4.575^2} \right) \right\}$$

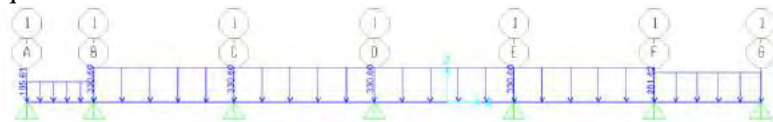
$$= 281.62 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya dalam menggunakan program bantu SAP2000

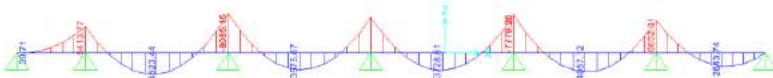
qd



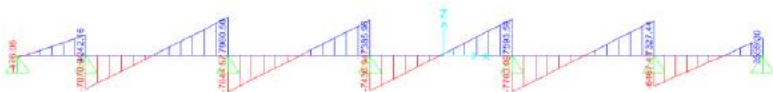
ql



Momen akibat beban kombinasi 1.2D + 1.6L



Geser akibat beban kombinasi 1.2D + 1.6L



Gambar 5.12 Pemodelan Balok Anak di SAP2000

Mu tumpuan: 8085.15 kgm (momen negative)

Mu lapangan : 4523.44 kgm (momen positif)

Vu : 7960.5 kg

5.4.2 Penulangan balok Anak atap

Data Perencanaan :

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. Balok Diameter (D)} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Senggang Diameter (D)} = 10 \text{ mm}$$

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = h - (\text{decking} + \varnothing_{\text{senggang}} + \frac{1}{2} \cdot \varnothing_{\text{tul. utama}})$$

$$= 450 - (4 + 10 + 0,5 \times 16)$$

$$d = 450 - 58 = 392 \text{ mm}$$

5.4.2.1 Perhitungan Tulangan Lentur lapangan

Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f_c' - 28)}{7}$$

$$= 0.85 - 0.05 (40 - 28) / 7 = 0.764$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :

1. Mencari ρ maksimum

$$\rho_{\max} = 0.025$$

2. Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} = \frac{0.25 \sqrt{40}}{400} = 0.0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terkecil = 0.0035

3. Menentukan harga m

$$m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.764$$

4. Menentukan Mn yang digunakan

$$Mn = Mu / \phi$$

$$Mu = 4523.44 \text{ kgm}$$

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b} = \frac{201.06 \times 400}{0.85 \times 40 \times 300} = 7.885 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.885}{0.764} = 10.32 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0.003 \left(\frac{392}{10.32} - 1 \right) = 0.11$$

Didapat ϵ_t lebih besar dari 0.005 maka digunakan factor reduksi sebesar 0.9

$$\phi = 0.9$$

$$Mn = 4523.44 / 0.9 = 5026.044 \text{ kgm}$$

5. Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{50260444}{300 \times 392^2} = 1.09 \text{ N / mm}$$

6. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times Rn}{fy}} \right) = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 11.76 \times 1.09}{400}} \right) = 0.002771$$

Dimana :

$$\rho_{pakai} < \rho_{min} < \rho_{max}$$

$$0.00277 < 0.0035 < 0.024$$

Jadi $\rho_{pakai} = 0.0035$

7. Menentukan luas tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0035 \times 300 \times 392 = 411.6 \text{ mm}^2$$

8. Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s}{A_{sd}} = \frac{411.6}{\frac{1}{4} \pi 16^2} = 2.04 \sim 3 \text{ tulangan}$$

Dipakai 3d16

9. Menentukan jarak tulangan

$$s = \frac{b - n\phi - 2Cc - 2\phi_s}{n - 1} = \frac{300 - 2 \times 16 - 2 \times 40 - 2 \times 10}{3 - 1} = 76 \text{ mm}$$

Jarak 76 mm > 25 mm...memenuhi

5.4.2.2 Perhitungan Tulangan Lentur Tumpuan

1. Menentukan Mn yang digunakan

$$M_n = M_u / \phi$$

$$M_u = 8085.15 \text{ kgm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{201.06 \times 400}{0.85 \times 40 \times 300}$$

$$= 7.885 \text{ mm}$$

$$C_c = 0.85 \times f'_c \times h \times a = 0.85 \times 40 \times 450 \times 7.885 \\ = 120640.5 \text{ N}$$

$$C = \frac{a}{0.85} = \frac{7.885}{0.85} = 9.276 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0.003 \left(\frac{392}{9.276} - 1 \right) = 0.123$$

Didapat ϵ_t lebih besar dari 0.005 maka digunakan factor reduksi sebesar 0.9

$$\phi = 0.9$$

$$M_n = 8085.15 / 0.9 = 8983.5 \text{ kgm}$$

2. Menentukan R_n

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{89835000}{300 \times 392^2} = 1.948 \text{ N/mm}$$

3. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 11.76 x 1.94}{400}} \right) = 0.00502$$

Dimana :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$$

$$0.0035 < 0.00502 < 0.024$$

Jadi $\rho_{\text{pakai}} = 0.00502$

4. Menentukan luas tulangan (A_s) dari ρ yang didapat

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0035 \times 300 \times 392 = 411.6 \text{ mm}^2$$

5. Menentukan jumlah tulangan

$$n = \frac{As}{Asd} = \frac{411.6}{\frac{1}{4}\pi 16^2} = 2.04 \sim 3 \text{ tulangan}$$

Dipakai 3d16

6. Menentukan jarak tulangan

$$s = \frac{b - n.\phi - 2.Cc - 2\phi_s}{n - 1} = \frac{300 - 2x16 - 2x40 - 2x10}{3 - 1} = 76mm$$

Jarak 76 mm > 25 mm...memenuhi

5.4.2.3 Perhitungan Tulangan Geser

Langkah-langkah perhitungan :

1. Hitung V_u pada titik berjarak d dari ujung perletakan

2. Cek $V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \right)$

Bila tidak memenuhi maka perbesaran penampang

3. Kriteria kebutuhan tulangan geser :

a. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser (5.1)

b. $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser minimum

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d \quad (5.2 \text{ dan}$$

3)

$$S \leq d/2$$

c. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser

$$\phi V_s \text{ perlu} = \phi V_s \text{ minimum} = \phi \frac{1}{3} b_w d \quad (5.4 \text{ dan } 5)$$

$$S \leq d/2$$

d. $\phi (V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) \rightarrow$ perlu tulangan geser. (5.6)

$$\phi V_s \text{ perlu} = V_u - \phi V_c$$

$$S_{\text{mak}} = d/2$$

$$e. \quad \phi(V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d) < V_u \leq \phi(V_c + \frac{2}{3}\sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d) \rightarrow \text{perlu tulangan geser.} \quad (5.7)$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d \quad (5.8)$$

$$S_{\text{max}} = d/4$$

dimana :

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d \quad (5.9)$$

$$V_s = \frac{1}{3}\sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d \quad (5.10)$$

$$V_{\text{smin}} = 1/3 \cdot bw \cdot d$$

$$\Phi = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

Keterangan :

- V_c = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh Beton
- V_s = Kekuatan geser Nominal yang diakibatkan oleh tulangan geser
- V_n = Kekuatan geser Nominal ($V_c + V_s$)
- V_u = Gaya geser Berfaktor

Menurut **SNI 03-2847-2013 Pasal 21.3.4.3 :**

Jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi $d/2$.

1. Cek Kemampuan Penampang

$$V_u \leq \phi \left(V_c + \frac{2}{3}\sqrt{f'c'} \cdot bw \cdot d \right)$$

Data penampang yang di cek

$$V_u = 7960.5 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{1}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{3} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 392 = 247922.6 \text{ N}$$

$$V_{s_{\min}} = \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot d = \frac{1}{3} \cdot 300 \cdot 392 = 39200 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \\ &= 1/6 \cdot \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 392 = 123961.3 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot x) &= 0.6(123961 + \frac{2}{3} \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 392) \\ &= 371883.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u < \phi(V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d) \dots \text{ok}$$

2. Cek kriteria kebutuhan Tulangan Geser

1. $V_u \leq 0,5 \phi V_c \rightarrow$ Tidak perlu penguatan geser

$$0,5 \phi V_c = 0.5 \times 0.6 \times 123961.3 = 37188.38 \text{ N}$$

$$V_u = 7960.5 \text{ N} \geq 0,5 \phi V_c = 37188.38 \text{ N}$$

(tidak memenuhi)

2. $0,5 \phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c \rightarrow$ dipakai tulangan geser minimum

$$0,5 \phi V_c = 37188.38 \text{ N} \leq V_u = 73905.6 \text{ N}$$

$$V_u = 7960.5 \text{ N} \geq \phi V_c = 74376.77 \text{ N}$$

(tidak memenuhi)

3. $\phi V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s_{\min}}) \rightarrow$ diperlukan tulangan geser

$$\phi V_c = 74376.77 \text{ N}$$

$$V_u = 79605 \text{ N}$$

$$\phi (V_c + V_{s_{\min}}) = 97896.77 \text{ N}$$

$$74376.77 < 79605 < 97896.77 \text{ (memenuhi)}$$

Jadi termasuk kategori 3 → diperlukan tulangan geser

$$\text{Syarat } S_{\max} < d/2 = 392/2 = 196 \text{ mm dan}$$

Pasang 2 ϕ 10

$$A_{v_{\text{pakai}}} = 2 \frac{1}{4} \pi d^2 = 2 \frac{1}{4} \pi 10^2 = 157.07 \text{ mm}^2$$

$$\phi V_{s_{\text{perlu}}} = V_u - \phi V_c$$

$$(0.6) V_{s_{\text{perlu}}} = 79605 - 74376.77$$

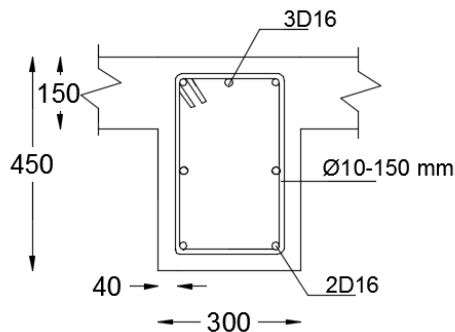
$$V_{s_{\text{perlu}}} = 8713.716$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{157.07 \times 400 \times 392}{8713.716} = 2826 \text{ mm}$$

Dipakai sengkang 2 ϕ 10 – 150 mm

$$A_{v_{(\min)}} = \frac{b_w \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{300 \cdot 150}{3 \cdot 400} = 37.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\text{pakai}}} > A_{v_{\min}} \dots \text{ok}$$



Gambar 5.13 Detail Penulangan Balok Anak Atap
5.5 Perencanaan Balok Lift

Lift merupakan struktur sekunder yang berfungsi untuk mengangkut orang/barang menuju ke lantai yang berbeda tinggi. Perencanaan balok lift meliputi balok balok yang ada di sekeliling ruang lift maupun mesin lift. Balok balok tersebut diantaranya ialah balok penggantung lift dan balok penumpu lift. Lift yang digunakan pada perencanaan Tugas Akhir ini adalah lift yang diproduksi oleh PT. Jaya Kencana dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Merk : Sigma
- Kecepatan : 1,0 m/s
- Kapasitas : 1600 kg
- Lebar pintu (opening width) : 1100 mm
- Dimensi sangkar (car size) :
 outside : 2700 x 2300 mm²
 inside : 1600 x 2150 mm²
- Dimensi ruang mesin : 2700 x 2300 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :

$R_1 = 10200 \text{ kg}$ (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)

$R_2 = 7000 \text{ kg}$ (Berat bandul pemberat + perlengkapan)

5.5.1 Perencanaan Dimensi Awal balok lift

a. Balok Penggantungan lift

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm, ambil dimensi } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm, ambil dimensi } b = 40 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penggantung lift 40/60.

b. Balok Penumpu lift

Panjang balok penumpu lift = 300 cm

$$h = \frac{L}{16} = \frac{300}{16} = 18.75 \text{ cm, ambil dimensi } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm, ambil dimensi } b = 40 \text{ cm}$$

Diperoleh dimensi balok penumpu lift 40/60.

5.5.2 Pembebanan balok lift

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan.

2. Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

v = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s.

k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R \cdot \Psi = (10200 + 7000) \cdot (1 + 0,6 \cdot 1,3 \cdot 1) \\ &= 17200 \cdot 1,78 = 30616 \text{ kg} \end{aligned}$$

5.5.2.1 Pembebanan balok penggantung lift

Beban mati (q_d) :

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri balok} &= 0,40 \times 0,60 \times 2400 \\ &= 576 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Berat pelat beton} &= 0,15 \times 3 \times 2400 \\ &= 1080 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

$$\text{Berat aspal} = 2 \times 3 \times 14$$

$$(t = 2 \text{ cm}) = 84 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1740 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_l) :

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}\text{Beban berfaktor } q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1740 + 1,6 \times 250 = 2488 \text{ kg/m} \\ &= 2488 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Beban terpusat lift $P = 30616 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\ &= \frac{1}{2} \times 2488 \times 3 + \frac{1}{2} \times 30616 \\ &= 19040 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\ &= \frac{1}{8} \times 2488 \times 3^2 + \frac{1}{4} \times 30616 \times 3\end{aligned}$$

$$= 25761 \text{ kgm}$$

5.5.2.2 Pembebanan balok penumpang lift

Beban mati (q_d) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,40 \times 0,60 \times 2400 \\ &= 576 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat beton} &= 0,15 \times 3 \times 2400 \\ &= 1080 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat aspal} = 2 \times 3 \times 14$$

$$(t = 2 \text{ cm}) = 84 \text{ kg/m}$$

$$q_d = 1740 \text{ kg/m}$$

Beban Hidup (q_l)

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

Beban berfaktor

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1740 + 1,6 \times 250 \\ &= 2488 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat lift $P = 30616 \text{ kg}$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\ &= \frac{1}{2} \times 2488 \times 3 + \frac{1}{2} \cdot 30616 \\ &= 19040 \text{ kg} \\ M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} PL \\ &= \frac{1}{8} \times 2488 \times 3^2 + \frac{1}{4} \times 30616 \times 3 \end{aligned}$$

$$= 25761 \text{ kgm}$$

5.5.3 Penulangan balok lift

5.5.3.1 Penulangan balok penggantung lift

Data Perencanaan :

$$f_c' = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tul. Balok Diameter (D)} = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Tul. Sengkang Diameter (D)} = 10 \text{ mm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} d' &= h' + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \emptyset_{\text{tul. utama}} \\ &= 40 + 10 + 0,5 \times 22 = 61 \text{ mm} \\ d &= 600 - 61 = 539 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.25\sqrt{40}}{400} = 0.00395$$

$$\beta_1 = 0.764$$

$$\rho_{\max} = 0.025$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 40} = 11.764$$

Perhitungan Tulangan Lentur

$$R_n = \frac{Mu}{b \times d^2} = \frac{257610000}{0,9 \times 300 \times 539^2} = 3.284 \text{ N / mm}$$

$$\rho = \frac{1}{11,764} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.284 \times 11.764}{400}} \right) = 0,00865$$

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}, \text{ pakai } \rho_{\text{perlu}}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0086$$

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{pakai}}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0086 \times 300 \times 539 \\ &= 1398.78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 4 D 22 (1520.53 mm²)

Spasi bersih antar tulangan

$$\begin{aligned} S &= \frac{bw - 2\phi_{\text{senggang}} - 2.decking - n.\phi_{\text{tul.utama}}}{n - 1} \geq 25mm \\ &= \frac{400 - (2).(10) - (2).(40) - (4).(22)}{4 - 1} = 70.6mm \geq 25mm \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Geser

$$V_u = 19040 \text{ kg} = 190400 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d = 1/6 \cdot \sqrt{40} \cdot 300 \cdot 539 \\ &= 170446.765 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \cdot 170446.765 \\ &= 102268.06 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_{s \min} = 0,6 \cdot 1/3 \cdot 300 \cdot 539 \\ = 32340 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} = 134608.06 \text{ N}$$

$$\phi \frac{2}{3} . b w . d \sqrt{f' c} = 0.6 \frac{2}{3} . 400 . 539 \sqrt{40} \\ = 545429.65 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi \frac{2}{3} . b w . d \sqrt{f' c} = 647697.71$$

Penulangan geser masuk persyaratan Rumus 5.6, yaitu

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} < V_u < \phi V_c + \phi \frac{2}{3} . b w . d \sqrt{f' c}$$

perlu tulangan geser.

Syarat $s_{\max} < d/2 = 539/2 = 269.5 \text{ mm}$ dan $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi . 10^2 = 157.07 \text{ mm}^2$$

Pasang $\phi 10 - 150 \text{ mm}$

Kontrol V_{spakai}

$$V_{\text{spakai}} = \frac{A_v . f_y . d}{s} = \frac{157.07 \times 400 \times 539}{150} = 225761.9 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 4 D 22

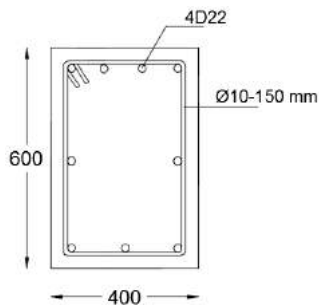
- Tulangan geser : $\phi 10 - 150$

5.5.3.2 Penulangan balok penumpu lift

Dengan cara yang sama dan beban yang sama sehingga untuk perencanaan penulangan balok penumpu lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

- Tulangan lentur : 4 D 22
- Tulangan geser : $\phi 10 - 150$

Detail Penulangan Balok Penggantung dan Penumpu lift



Gambar 5.14 Detail Penulangan Balok Lift

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VI

PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA

6.1 Data Perencanaan

Data-data perencanaan pembebanan Gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru yang digunakan adalah sebagai berikut :

Fungsi Bangunan	: Gedung Rumah Sakit
Lokasi	: Pekanbaru
Kelas Situs	: SD (Tanah Sedang)
Kategori Resiko	: IV
Mutu Beton (f'_c)	: 40 MPa dan 25 MPa
Mutu Baja	: 400 MPa (Balok dan Kolom)
	: 320 MPa (pelat)
Ketinggian Lantai	: 76 m
Basement	: 4 m
Lantai 1 – 16	: 4 m
Lantai Hellipad	: 8 m

- **Beban Mati**
 - Berat sendiri beton bertulang : 2400 kg/m³
 - Adukan finishing (spesi) : 21 kg/m³
 - Tegel : 24 kg/m³
 - Aspal : 14 kg/m³
 - Dinding Setengah Bata : 250 kg/m³
 - Plafond : 11 kg/m³
 - Penggantung : 7 kg/m³
 - Plumbing + Ducting : 30 kg/m³
- **Beban Hidup**
 - Lantai Atap : 96 kg/m²
 - Lantai Rumah Sakit : 250 kg/m²
 - Lantai Rawat Inap dan operasi : 287 kg/m²
 - Lantai *Multifunction Hall* : 400 kg/m²
 - Lantai *Basement* : 800 kg/m²

- Lantai *Hellipad* : 200 kg/m²
- Pelat Tangga : 300 kg/m²
- Berat Bruto Helikopter : 2720 kg

6.2 Pembebanan Gravitasi
6.2.1 Pembebanan Metode Manual

Pembebanan Pada Lantai Atap

Tabel 6.1 Berat Lantai Atap

Beban mati	Jenis Beban	Berat sendiri	t	Luas I (m2)	Luas II (m2)	Luas total (m2)	berat (kg)
lantai	pelat lantai atap	2400 kg/m3	0.15	854.5	-20.6	833.9	300204
		2400 kg/m3				0	0
	plafon	11 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	9172.9
	tegel	24 kg/m2		0	0	0	0
	spesi	21 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	35023.8
	aspal	14 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	11674.6
	penggantung	7 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	5837.3
	ducting & plumbin	30 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	25017
			L	b	h	jumlah	berat (kg)
balok induk melintang	BI	2400 kg/m3	20	0.3	0.6	5	38016
	BI	2400 kg/m3	18	0.3	0.6	1	2592
	BI Pratekan	2400 kg/m3	20	0.7	1	2	67200
	BI	2400 kg/m3	42.725	0.3	0.6	4	73828.8
balok anak memanjang	BA	2400 kg/m3	31.45	0.3	0.45	4	40759.2
	BA	2400 kg/m3	7.275	0.3	0.45	3	7071.3
	BA	2400 kg/m3	4	0.3	0.45	2	2592
	BA	2400 kg/m3	17.5	0.3	0.45	2	11340
		2400 kg/m3					0
Balok Lift	BL	2400 kg/m3	3	0.4	0.6	7	12096
dinding	1/2 Bata	250 kg/m2	63.7	1	8	1	127400
kolom	K 60/60	2400 kg/m3	8	0.6	0.6	12	82944
						WD atap total	852768.9

Jenis Beban		faktor reduksi beban	Luas I (m2)	Luas II (m2)	Luas total (m2)	berat (kg)
atap datar, pelana, dan lengkung	96	kg/m2	0.3		833.9	24016.32
	20	kg/m2	0.3		833.9	5003.4
					WL atap total	29019.72

W atap total	852768.9	
	29019.72	+
	881788.62	kg

Pembebanan Pada Lantai 1 – 14

Tabel 6.2 Berat Lantai 1 - 14

Beban mati	Jenis Beban	Berat sendiri	t	Luas I (m2)	Luas II (m2)	Luas total (m2)	berat (kg)	jumlah lantai	total
lantai	pelat lantai atap	2400 kg/m3	0.15	854.5	-20.6	833.9	300204	14	4202856
		2400 kg/m3				0	0	14	0
	plafon	11 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	9172.9	14	128420.6
	tegel	24 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	20013.6	14	280190.4
	spesi	21 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	35023.8	14	490333.2
	aspal	14 kg/m2		0	0	0	0	14	0
	penggantung	7 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	5837.3	14	81722.2
	ducting & plumbing	30 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	25017	14	350238
			L	b	h	jumlah	berat (kg)	jumlah lantai	total
balok induk me	BI	2400 kg/m3	20	0.3	0.6	7	55296	14	774144
	BI	2400 kg/m3	18	0.3	0.6	1	2592	14	36288
balok induk me	BI	2400 kg/m3	34.725	0.3	0.6	2	30002.4	14	420033.6
	BI	2400 kg/m3	42.725	0.3	0.6	2	36914.4	14	516801.6
balok anak me	BA	2400 kg/m3	28.575	0.3	0.45	4	37033.2	14	518464.8
	BA	2400 kg/m3	7.275	0.3	0.45	3	7071.3	14	98998.2
	BA	2400 kg/m3	4	0.3	0.45	2	2592	14	36288
	BA	2400 kg/m3	17.5	0.3	0.45	2	11340	14	158760
		2400 kg/m3		0.25	0.35		0	14	0
Balok Lift	BL	2400 kg/m3	3	0.4	0.6	5	8640	14	120960
dinding	1/2 Bata	250 kg/m2	81.45	1	4	1	81450	14	1140300
kolom	K 60/60 (12 13 14)	2400 kg/m3	4	0.6	0.6	26	89856	3	269568
	K 70/70 (7 8 9 10 11)	2400 kg/m3	4	0.7	0.7	26	122304	5	611520
	K 80/80 (3 4 5 6)	2400 kg/m3	4	0.8	0.8	26	159744	4	638976
	K 90/90 (1 2)	2400 kg/m3	4	0.9	0.9	26	202176	3	606528
Beban Lift	Lift	30616 kg				5	153080	1	153080
						WD total	1395360		11634470.6

Jenis Beban			faktor reduksi beban	Luas I (m2)	Luas II (m2)	Luas total (m2)	berat (kg)	Jumlah lantai	total
Beban Lantai	250	kg/m2	0.3			833.9	62542.5	2	125085
Beban Lantai kamar	287	kg/m2	0.3			833.9	71798.79	12	861585.48
						WL lantai total	134341.3		986670.48

W lantai total	11634471	
	986670.5	+
	12621141	kg

Pembebanan Pada Lantai 15 – 16

Tabel 6.3 Berat Lantai 15 - 16

Beban mati	Jenis Beban	Berat sendiri	t	Luas I (m2)	Luas II (m2)	Luas total (m2)	berat (kg)	Jumlah lantai	total
lantai	pelat lantai	2400 kg/m3	0.15	854.5	-20.6	833.9	300204	2	600408
		2400 kg/m3				0	0	2	0
	plafon	11 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	9172.9	2	18345.8
	tegel	24 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	20013.6	2	40027.2
	spesi	21 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	35023.8	2	70047.6
	aspal	14 kg/m2		0	0	0	0	2	0
	penggantung	7 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	5837.3	2	11674.6
	ducting & pl	30 kg/m2		854.5	-20.6	833.9	25017	2	50034
			L	b	h	jumlah	berat (kg)	Jumlah lantai	total
balok induk melintang	BI	2400 kg/m3	20	0.3	0.6	7	55296	1	55296
		2400 kg/m3	18	0.3	0.6	1	2592	1	2592
		2400 kg/m3	18	0.3	0.6	1	2592	1	2592
		2400 kg/m3	20	0.3	0.6	5	38016	1	38016
	BI Pratekan	2400 kg/m3	20	0.7	1	2	67200	1	67200
balok induk memanjang	BI	2400 kg/m3	42.725	0.3	0.6	2	36914.4	1	36914.4
	BI	2400 kg/m3	34.725	0.3	0.6	2	30002.4	1	30002.4
balok anak memanjang	BA	2400 kg/m3	28.575	0.3	0.45	4	37033.2	1	37033.2
	BA	2400 kg/m3	7.275	0.3	0.45	3	7071.3	1	7071.3
	BA	2400 kg/m3	4	0.3	0.45	2	2592	1	2592
	BA	2400 kg/m3	17.5	0.3	0.45	2	11340	1	11340
Balok Tepi	BT	2400 kg/m3		0.25	0.35		0	1	0
Balok Lift	BL	2400 kg/m3	3	0.4	0.6	5	8640	1	8640
dinding	1/2 Bata	250 kg/m2	81.45	1	4	1	81450	1	81450
kolom	K 60/60	2400 kg/m3	4	0.6	0.6	22	76032	2	152064
	K 70/70	2400 kg/m3		0.7	0.7	26	0		0
	K 80/80	2400 kg/m3		0.8	0.8	26	0		0
	K 90/90	2400 kg/m3		0.9	0.9	26	0		0
						WD total	852039.9		1323341

Jenis Beban		faktor reduksi beban	Luas I (m2)	Luas II (m2)	Luas total (m2)	berat (kg)	Jumlah lantai	total
Beban Lantai	400 g/m2	0.3			833.9	100068	2	200136
Beban Lantai kamar	kg/m2	0.3			833.9	0		0
					WL lantai 2 total	100068		200136

W lantai total	1323341	
	200136 +	
	1523477	kg

Pembebanan Pada Lantai Helipad

Tabel 6.4 Berat Lantai Helipad

Beban mati	Jenis Beban	Berat sendiri	t	Luas I (m ²)	Luas II (m ²)	Luas total (m ²)	berat (kg)
lantai	pelat lantai	2400 kg/m ³	0.15	237		237	85320
		2400 kg/m ³				0	0
	plafon	11 kg/m ²		237	0	237	2607
	tegel	24 kg/m ²		0	0	0	0
	spesi	21 kg/m ²		237	0	237	9954
	aspal	14 kg/m ²		237	0	237	3318
	pengganti	7 kg/m ²		237	0	237	1659
	ducting &	30 kg/m ²		237	0	237	7110
			L	b	h	jumlah	berat (kg)
balok induk melintang	BI	2400 kg/m ³	20	0.3	0.6	5	38016
balok induk memanjang	BI	2400 kg/m ³	23.85	0.3	0.6	4	41212.8
balok anak memanjang	BA	2400 kg/m ³	16.575	0.3	0.45	4	21481.2
	BA	2400 kg/m ³	7.275	0.3	0.45	3	7071.3
	BA	2400 kg/m ³	0	0.3	0.45	0	0
	BA	2400 kg/m ³	17.5	0.3	0.45	2	11340
Balok Tepi	BT	2400 kg/m ³	0	0.25	0.35	0	0
Balok Lift	BL	2400 kg/m ³	3	0.4	0.6	6	10368
dinding	1/2 Bata	250 kg/m ²	87.7	1	8	0	0
kolom	K 60/60	2400 kg/m ³	8	0.6	0.6	0	0
						WD total	239457.3

Jenis Beban			faktor reduksi beban	Luas I (m ²)	Luas II (m ²)	Luas total (m ²)	berat (kg)
atap	200	kg/m ²	0.3			151.275	9076.5
heli	371.58	kg/m ²	0.3			85.725	9556.109
beban huj	20	kg/m ²	0.3			151.275	907.65
						WL atap total	19540.26

W total	239457.3	
	19540.26 +	
	258997.6 kg	

Jadi berat total gedung Rumah Sakit Pekanbaru adalah :

Atap	881788.6 kg	
1-14	12621141 kg	
15-16	1523477 kg	
helipad	258997.6 kg	
Dinding geser	2676480 kg	+
	17961884 kg	

6.2.2 Pembebanan Menggunakan SAP

Tabel 6.5 Berat dari SAP

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
			Kgf	Kgf	Kgf
D + 0.3L	Combination	0	-4.773E-06	3.149E-07	17222575

Total berat Gedung Rumah Sakit Pekanbaru berdasarkan reaksi Vertikal yang terjadi pada perletakan di SAP adalah :

$$W_{\text{total SAP}} = 17222575 \text{ kg}$$

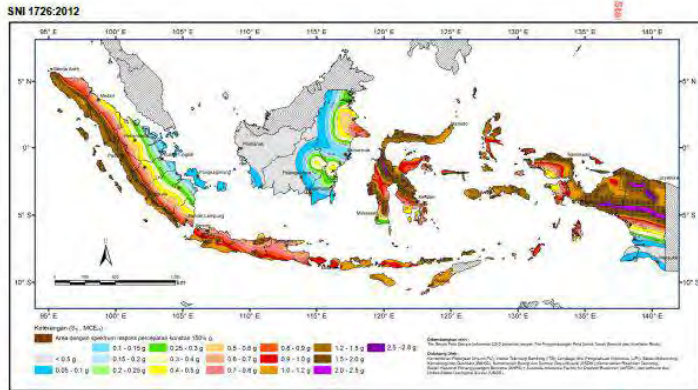
$$W_{\text{total Manual}} = 17961884 \text{ kg}$$

Selisih antara Hitungan SAP dan manual sebesar 4.1 %

6.3 Analisa Beban Gempa

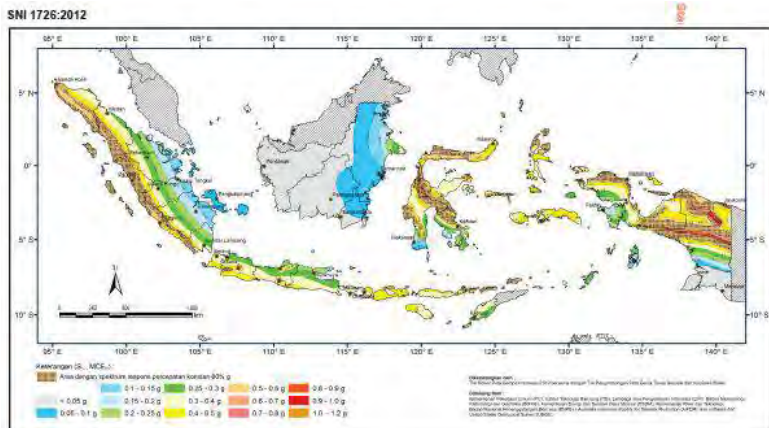
6.3.1 Percepatan Respon Spektrum (MCE_R)

Penentuan wilayah gempa dilihat pada gambar 6.1 berikut



Gambar 6.1 Peta untuk Menentukan Harga S_s

S_s , Gempa Maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), Kelas situs SD. Dari gambar 6.1 untuk daerah Pekanbaru didapatkan nilai $S_s = 0.435$ g.



Gambar 6.2 Peta untuk Menentukan S_1

Gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tersesuaian (MCER) parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 1 detik dalam g (5% redaman kritis), kelas situs SD. Dari gambar 6.2 untuk wilayah Pekanbaru $S_1 = 0.273$

Nilai F_a (koefisien situs periode 0.2 detik) dan F_v (koefisien untuk periode 1 detik) didapat dari tabel 4.7 dan tabel 4.5 (tabel 4 dan 5 SNI 03 – 1726-2012)

Tabel 6.6 Koefisien F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T=0,2 detik, S_z				
	$S_z \leq 0,25$	$S_z = 0,5$	$S_z = 0,75$	$S_z = 1,0$	$S_z \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

CATATAN:

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_z dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Tabel 6.7 Koefisien F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE _R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

CATATAN :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
 (b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 6.10.1

Sehingga dari data diatas didapat :

$$F_a = 1.452$$

$$F_v = 1.854$$

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \text{ (SNI 03 - 1726 - 2012 Pers. 6.2 - 5)} \\ &= 1.452 \times 0.435 \\ &= 0.631 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_1 \text{ (SNI 03 -1726 - 2012 Pers. 6.2 - 6)} \\ &= 1.854 \times 0.273 \\ &= 0.506 \end{aligned}$$

6.3.2 Parameter kecepatan Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0.631 = 0.421$$

(SNI 03 -1726-2012 Pers 6.2 -7)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.506 = 0.337$$

(SNI 03 -1726-2012 Pers 6.2 -8)

Kategori desain Seismik didapat berdasarkan tabel berikut :

Tabel 6.8 Kategori Resiko Berdasarkan S_{ds}

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 6.9 Kategori Resiko Berdasarkan S_{d1}

Nilai S_{d1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{d1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{d1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{d1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{d1}$	D	D

Berdasarkan nilai S_{DS} dan S_{D1} didapat kategori risiko D, maka digunakan SRMK dan Dinding Geser Khusus untuk perencanaan struktur.

6.3.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

$$T = T_a \times C_u$$

T_a = periode fundamental pendekatan

Pendekatan yang digunakan untuk struktur dengan dinding geser berdasarkan SNI 1726-2012 7.8.2.1 adalah :

$$T_a = \frac{0.0062h_n}{\sqrt{C_w}}$$

$$C_w = \frac{100}{A_b} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

Dimana :

h_n = ketinggian struktur = 76 m

A_b = Luas Struktur

A_i = Luas dinding geser

D_i = panjang dinding geser

h_i = tinggi dinding geser

x = jumlah dinding geser dalam bangunan yang efektif dalam menahan gaya lateral dalam arah yang ditinjau

$$T_{ax} = \frac{0.0062 \times 76}{\sqrt{0.0577}} = 1.96 \text{ detik}$$

$$T_{ay} = \frac{0.0062 \times 76}{\sqrt{0.0405}} = 2.33 \text{ detik}$$

Tabel 6.10 Koefisien Batas Atas Peroida Gedung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

$$T_a = 2.33 \text{ detik}$$

$$T = C_u \times T_a$$

$$= 1.4 \times 2.33$$

$$= 3.27 \text{ detik}$$

Tabel 6.11 Periode Berdasarkan permodelan SAP2000

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec
MODAL	Mode	1	2.621272
MODAL	Mode	2	2.510018
MODAL	Mode	3	1.838827
MODAL	Mode	4	0.915506
MODAL	Mode	5	0.885629
MODAL	Mode	6	0.825999
MODAL	Mode	7	0.813544
MODAL	Mode	8	0.70103
MODAL	Mode	9	0.617443
MODAL	Mode	10	0.602153
MODAL	Mode	11	0.586473
MODAL	Mode	12	0.508363
MODAL	Mode	13	0.496515
MODAL	Mode	14	0.483399
MODAL	Mode	15	0.453807
MODAL	Mode	16	0.438425
MODAL	Mode	17	0.429783
MODAL	Mode	18	0.421723
MODAL	Mode	19	0.403754
MODAL	Mode	20	0.393393

T terbesar yang diperoleh dari SAP = 2.621 detik, periode yang terjadi berdasarkan perhitungan SAP harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$T_a < T_{SAP} < T$$

$$2.33 \text{ detik} < 2.621 \text{ detik} < 3.27 \text{ detik}$$

Memenuhi persyaratan.

6.3.4 Kontrol Gaya Geser Dasar

Koefisien respons seismic C_s , harus sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2012 pasal 7.8.1.1

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

Dimana:

$$S_{DS} = 0.421$$

$$S_{D1} = 0.337$$

R=7 (SRPMK dual system dengan struktur dinding geser beton bertulang khusus, Tabel 9 SNI 03-1726-2012)

I= 1.5 (Gedung Rumah Sakit, Tabel 1 SNI 03-1726-2012)

$$C_s = \frac{0.421}{\left(\frac{7}{1.5}\right)} = 0.0902$$

Nilai C_s tidak lebih dari

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0.337428}{2.621 \left(\frac{7}{1.5}\right)} = 0.02758$$

Dan nilai C_s tidak kurang dari

$$C_s = 0.044 S_{DS} I > 0.01$$

$$C_s = 0.044 \times 0.421 \times 1.5 > 0.01$$

$$C_s = 0.027791 > 0.01$$

Maka nilai C_s diambil 0.02758

Perhitungan Gaya Geser Dasar

Gaya geser yang telah didapatkan dari perhitungan diatas akan didistribusikan secara vertikal ke masing-masing lantai sesuai dengan SNI 003-1726-2012.

Tabel 6.12 Berat Gedung Berdasarkan SAP2000

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
			Kgf	Kgf	Kgf
D + 0.3L	Combination	0	-4.773E-06	3.149E-07	17222575

$$V = C_s \times W$$

Dimana:

$$C_s = 0.02758$$

$$W_{\text{total SAP}} = 17222575 \text{ kg}$$

Sehingga:

$$\begin{aligned} V &= 0.02758 \times 17222575 \\ &= 475073 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0.85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam (V_t) sebagai berikut :

Tabel 6.13 Gaya Geser Gempa SAP2000

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf
gempa X	LinRespSpec	Max	113295.31	6031.26
Gempa Y	LinRespSpec	Max	6031.28	102267.72

$$V = 475073 \text{ kg}$$

$$0.85 V = 403812.03 \text{ kg}$$

$$V_{xt} = 113295.31 \text{ kg}$$

$$V_{yt} = 102267.72 \text{ kg}$$

Maka:

Untuk arah x,

$$\begin{array}{ll} V_{xt} & > 0.85 V \\ 113295.31 \text{ kg} & < 403812.03 \text{ kg (NOT OK)} \end{array}$$

Untuk arah y,

$$\begin{array}{rcl} V_{yt} & > & 0.85 V \\ 102267.72 \text{ kg} & < & 403812.03 \text{ kg (NOT OK)} \end{array}$$

Oleh karena itu, untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.4.1, maka gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung dari hasil analisis harus dikalikan dengan faktor skala sebesar 0.85 V/Vt

Arah x :

$$\frac{0.85V}{V_{xt}} = \frac{403812.03}{113295.31} = 3.56 \sim 4$$

Arah y :

$$\frac{0.85V}{V_{yt}} = \frac{403812.03}{102267.72} = 3.94 \sim 4.4$$

Setelah didapatkan faktor skala untuk masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisa ulang struktur dengan mengalikan skala faktor yang diperoleh di atas pada scale factor untuk Define Respons Spectra. Kemudian dilakukan running ulang pada program analisis. Hasil dari running ulang tersebut adalah :

Tabel 6.14 Gaya Geser Gempa Faktor Skala SAP2000

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf
gempa X	LinRespSpec	Max	453181.24	24125.05
Gempa Y	LinRespSpec	Max	26537.63	449977.95

$$\begin{array}{rcl} V & = & 475073 \text{ kg} \\ 0.85 V & = & 403812.03 \text{ kg} \\ V_{xt} & = & 453181.24 \text{ kg} \end{array}$$

$$V_{yt} = 449977.95 \text{ kg}$$

Maka:

Untuk arah x,

$$\begin{aligned} V_{xt} &> 0.85 V \\ 453181.24 \text{ kg} &> 403812.03 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

Untuk arah y,

$$\begin{aligned} V_{yt} &> 0.85 V \\ 449977.95 \text{ kg} &> 403812.03 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

Setelah hasil running dari SAP didapatkan hasil seperti diatas, sehingga memenuhi persyaratan SNI 03-1276-2012 pasal 7.9.4.1.

6.3.5 Kontrol Dual system

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) harus memiliki minimum 25% dari beban geser nominal total yang bekerja dalam arah kerja beban gempa tersebut. Berikut total reaksi perletakan SRPM dan shearwall

Tabel 6.15 Total Reaksi Perletakan

Kombinasi	SRPM		DG		Total	
	X	Y	X	Y	X	Y
1.2D + L + Ex	43757.77	20119.33	96274.47	63369.8	140032.2	83489.13
1.2D + L + Ey	17385.29	50891.7	53931.21	73120.03	71316.5	124011.7
0.9D + Ex	42563.37	20003.2	97468.91	63485.84	140032.3	83489.04
0.9D + Ey	16190.87	50775.58	55125.64	73236.11	71316.51	124011.7
Total	119897.3	141789.8	302800.2	273211.8	422697.5	415001.6

Tabel 6.16 Persentase Gaya Geser

Kombinasi	X		Y	
	SRPM	DG	SRPM	DG
1.2D + L + Ex	31	69	24	76
1.2D + L + Ey	24	76	41	59
0.9D + Ex	30	70	24	76
0.9D + Ey	23	77	41	59
Total	28	72	34	66

Dari hasil perhitungan diatas, dapat dilihat bahwa persentase total dari SRPM memiliki nilai lebih besar dari 25%, sehingga konfigurasi struktur gedung telah memenuhi syarat sebagai struktur dual system.

6.3.6 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 1726-2012, Perhitungan respons dinamik struktur harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total sekurang kurangnya adalah 90%

Tabel 6.17 Partisipasi Massa

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
Output Case	Item Type	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.9513	90.92
MODAL	Acceleration	UY	99.9505	90.309
MODAL	Acceleration	UZ	22.276	6.0597

Dari tabel diatas didapatkan bahwa dalam penjumlahan respon ragam menghasilkan respon total telah mencapai 90%

untuk arah X dan arah Y. maka ketentuan menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 terpenuhi

6.3.7 Kontrol Drift

Kinerja batas layan struktur gedung sangat ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari simpangan antar lantai ini dihitung dengan aplikasi program bantu struktur yang selanjutnya batasan simpangan dinyatakan dengan perumusan seperti berikut ini:

Untuk kontrol drift pada SNI 03-1726-2012, dirumuskan sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{XE}}{I}$$

Dimana:

δ_x = defleksi pada lantai ke-x

C_d = faktor pembesaran defleksi (=5) (SNI tabel 9)

I = faktor keutamaan gedung (= 1.5)

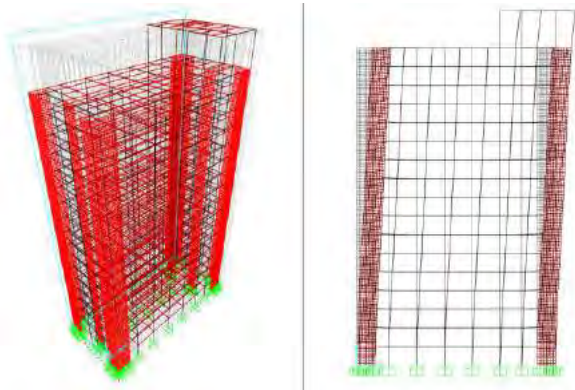
Tabel 6.18 Batas Simpangan Gedung

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^{a)}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}	0,010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

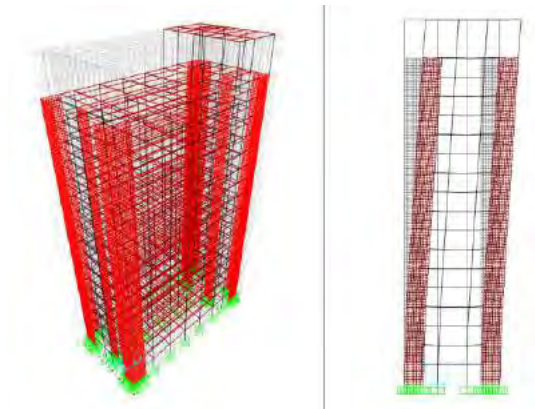
Untuk sistem struktur rangka pemikul momen menengah, drift dibatasi sebesar :

$$\begin{aligned}
 \Delta &= 0.010.h_{sx} \\
 &= 0.010 \times 4000 \\
 &= 40 \text{ mm (Lantai basement – Atap)}
 \end{aligned}$$

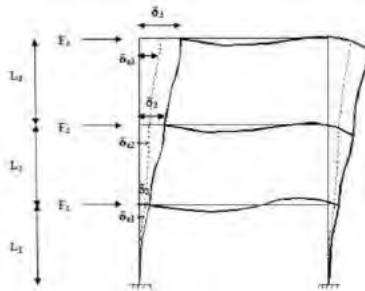
$$\begin{aligned}\Delta &= 0.010.h_{sx} \\ &= 0.010 \times 8000 \\ &= 80 \text{ mm (lantai atap – lantai helipad)}\end{aligned}$$



Gambar 6.3 Simpangan Arah X



Gambar 6.4 Simpangan Arah Y



Gambar 6.5 Simpangan Antar Lantai

perhitungan simpangan lantai 1: $\Delta 1 = \delta 1$

perhitungan simpangan lantai 2-keatas: $\Delta 2 = (\delta 2 - \delta 1)Cd/I$

Gempa Arah X

Tabel 6.19 Drift Gempa Arah X

Tingkat	hi m	δ_{xe} m	δ_x m	Drift (Δn_x) m	Syarat Δa m	Ket
Helipad	8	0.0697	0.232333	0.047333	0.08	OK
Atap	4	0.0555	0.185	0.012667	0.04	OK
16	4	0.0517	0.172333	0.012333	0.04	OK
15	4	0.048	0.16	0.012333	0.04	OK
14	4	0.0443	0.147667	0.011667	0.04	OK
13	4	0.0408	0.136	0.011333	0.04	OK
12	4	0.0374	0.124667	0.011	0.04	OK
11	4	0.0341	0.113667	0.011	0.04	OK
10	4	0.0308	0.102667	0.011	0.04	OK
9	4	0.0275	0.091667	0.011333	0.04	OK
8	4	0.0241	0.080333	0.011667	0.04	OK
7	4	0.0206	0.068667	0.012	0.04	OK
6	4	0.017	0.056667	0.012333	0.04	OK
5	4	0.0133	0.044333	0.012	0.04	OK
4	4	0.0097	0.032333	0.011333	0.04	OK
3	4	0.0063	0.021	0.01	0.04	OK
2	4	0.0033	0.011	0.007667	0.04	OK
1	4	0.001	0.003333	0.003333	0.04	OK
Basement	4	0	0	0	0.04	OK

Gempa Dinamik Arah Y

Tabel 6.20 Drift Gempa Arah Y

Tingkat	hi	δx_e	δx	Drift (Δn_x)	Syarat Δa	Ket
	m	m	m	m	m	
Helipad	8	0.0626	0.208667	0.020333	0.08	OK
Atap	4	0.0565	0.188333	0.01	0.04	OK
16	4	0.0535	0.178333	0.011667	0.04	OK
15	4	0.05	0.166667	0.012	0.04	OK
14	4	0.0464	0.154667	0.011333	0.04	OK
13	4	0.043	0.143333	0.011333	0.04	OK
12	4	0.0396	0.132	0.01	0.04	OK
11	4	0.0366	0.122	0.009667	0.04	OK
10	4	0.0337	0.112333	0.009667	0.04	OK
9	4	0.0308	0.102667	0.010333	0.04	OK
8	4	0.0277	0.092333	0.011	0.04	OK
7	4	0.0244	0.081333	0.011333	0.04	OK
6	4	0.021	0.07	0.012333	0.04	OK
5	4	0.0173	0.057667	0.013333	0.04	OK
4	4	0.0133	0.044333	0.014333	0.04	OK
3	4	0.009	0.03	0.013333	0.04	OK
2	4	0.005	0.016667	0.011333	0.04	OK
1	4	0.0016	0.005333	0.005333	0.04	OK
Basement	4	0	0	0	0.04	OK

Simpangan yang terjadi didapat dari hasil program bantu SAP 2000. Berdasarkan persyaratan besarnya kinerja layan yang terjadi pada SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.3, yaitu:

$$\Delta n = (\delta_2 - \delta_1)Cd/I < \Delta a$$

Sehingga berdasarkan simpangan yang terjadi searah sumbu X dan Sumbu Y memenuhi persyaratan.

(halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA PRATEKAN

7.1 Perencanaan Struktur Utama Pratekan

7.1.1 Data Perencanaan

Berikut adalah data perencanaan beton pratekan :

Panjang bentang	: 18.9 m
Dimensi Balok pratekan	: 70/100 cm
Mutu Beton Pratekan (f'_c)	: 40 MPa
Mutu Beton Pelat (f'_c)	: 25 MPa
Tebal pelat (t_f)	: 15 cm
Jarak antar balok pratekan (s)	: 6 m

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton saat belum keras, diambil waktu curing 14 hari. Sehingga nilai f_{ci} dihitung dengan cara sebagai berikut :

$$f_{ci} = 0.88 \times 40 = 35.2 \text{ MPa (koefisien berdasarkan PBI)}$$

7.1.2 Mencari Lebar Efektif

Dalam mencari lebar efektif (b_w), digunakan beberapa perumusan yang terdapat di dalam SNI 03-2847-2013 pasal 8.12.2, dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, dan lebar efektif sayap dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- Delapan kali tebal pelat
- Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

Perhitungan lebar efektif :

$$b_{eff} = \frac{L}{4} = \frac{18.9}{4} = 4.725 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b + (8tf) = 70 + (8 \times 15) = 190 \text{ cm} = 1.9 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.5(L - b) = 0.5(18.9 - 0.7) = 9.1 \text{ m}$$

Maka dipakai nilai b_{eff} yang terkecil, yaitu 1.9 m. sesuai dengan persyaratan pertama dimana lebar efektif sayap balok T tidak boleh melebihi seperempat bentang balok, atau sepanjang 6 m. penggunaan lebar efektif di dalam perhitungan balok pratekan hanya digunakan pada saat analisa tegangan yang terjadi pada beton patekan sendiri, sementara untuk perhitungan beban yang ada lebar yang digunakan adalah sebesar 6 m, sesuai dengan jarak antar balok pratekan yang sebenarnya.

7.1.3 Penentuan Tegangan Ijin Baja Beton

Tegangan baja tidak boleh melampaui nilai-nilai berikut :

- a. Tegangan ijin akibat gaya pengangkutan tendon $0.94 f_{py}$, tetapi tidak lebih besar dari nilai terkecil dari $0.8 f_{pu}$ dan nilai maksimum yang direkomendasikan oleh pabrik pembuat tendon pratekan atau perangkat angkur. (SNI 03-2847-2013 Ps.18.5.1)
- b. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan sambungan sesaat setelah penyaluran gaya pratekan $0.70 f_{pu}$ (SNI 03-2847-2013 Ps.18.5.1)

Namun berdasarkan T.Y Lin dan Burns perumusan diatas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya pratekan.

Tegangan ijin pada beton tidak boleh melebihi nilai-nilai berikut :

- a. Segera setelah peralihan gaya pratekan (sebelum kehilangan), tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut :

- Tegangan tekan : $0.60 f_{ci}$ (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1)

$$\sigma_{tk} = 0.6 \times f_{ci} = 0.6 \times 35.2 = 21.12 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar :

$$\sigma_{tr} = f_t > 0.25\sqrt{f'_c} \text{ (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1)}$$

$$\sigma_{tr} = 0.25 \times \sqrt{f_{ci}} = 0.25 \times \sqrt{35.2} = 1.48 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $0.70 f_{ci}$ (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1 b)

$$\sigma_{tk} = 0.7 \times f_{ci} = 0.7 \times 35.2 = 24.64 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik terluar pada ujung-ujung komponen struktur di atas perletakan sederhana : $(0.5) \sqrt{f_{ci}}$ (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1 c)

$$\sigma_{tr} = 0.5 \times \sqrt{f_{ci}} = 0.5 \times \sqrt{35.2} = 2.97 \text{ MPa}$$

- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya pratekan.

- Tegangan tekan : $0.45 f_c$ (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.2.)

$$\sigma_{tk} = 0.45 \times f_c = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik (SNI 03-2847-2013 pasal 18.3.3)

Untuk tegangan tarik digunakan kelas U

$$\text{Kelas U} = ft \leq 0.62\sqrt{f'_c}$$

$$= ft \leq 0.62\sqrt{40}$$

$$= ft \leq 3.92 \text{ MPa}$$

Dimana :

f_{pu} = kuat tarik tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f_{py} = kuat leleh tendon pratekan yang diisyaratkan, MPa

f_c = kuat tekan beton saat pemberian pratekan awal, MPa

f_{ci} = kuat tekan beton yang diisyaratkan, MPa

7.1.4 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan dilakukan dalam 2 tahapan, yakni :

Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya pratekan saat struktur kantilever terdiri dari balok pratekan dan balok melintang. Tahap ini terdiri dari :

- a. Sebelum diberi gaya pratekan
- b. Pada saat diberi gaya pratekan
- c. Pada saat peralihan gaya pratekan

Tahap Akhir

Merupakan tahap dimana beban mati tambahan dan beban hidup telah bekerja pada struktur.

Beban mati :

- Berat Pelat

$$q_d = \gamma_{beton} \times s \times t_{pelat}$$

$$= 2400 \times 6 \times 0.15 = 2160 \text{ kg/m}^{\text{'}}$$

- Berat Sendiri Balok

$$q_d = \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}}$$

$$= 2400 \times 0.7 \times 1 = 1680 \text{ kg/m}^{\text{'}}$$

- Berat Balok Penumpu

$$\begin{aligned} P_1 (\text{Balok Anak}) &= \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \times l_{\text{balok}} \\ &= 2400 \times 0.3 \times 0.45 \times 6 = 1944 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 (\text{Balok Induk}) &= \gamma_{\text{beton}} \times b_{\text{balok}} \times h_{\text{balok}} \times l_{\text{balok}} \\ &= 2400 \times 0.3 \times 0.6 \times 6 = 2592 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban hidup (ruangan untuk seminar PPIUG 1983 hal 17. Tabel 3.1) :

$$q_l = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_l = q_l \times s$$

$$= 400 \times 6$$

$$= 2400 \text{ kg/m}^{\text{'}}$$

7.1.5 Penentuan Gaya Pratekan

7.1.5.1 Analisa Penampang Global

Dikarenakan penampang balok pratekan merupakan balok precast yang terpisah dengan pelat, maka pada kondisi transfer dan beban layan menggunakan dimensi penampang yang berbeda.

Penampang Sebelum Komposit

$$A_{\text{balok}} = b \times h = 70 \times 100 = 7000 \text{ cm}^2$$

$$y_t = h/2 = 100/2 = 50 \text{ cm}$$

$$y_b = c_{gc} = h - Y_t = 100 - 50 = 50 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}70 \times 100^3 = 5833333.3 \text{ cm}^4$$

$$W_t = \frac{I}{y_t} = \frac{5833333.3 \text{ cm}^4}{50 \text{ cm}} = 116667 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I}{y_b} = \frac{5833333.3 \text{ cm}^4}{50 \text{ cm}} = 116667 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A} = \frac{116667 \text{ cm}^3}{7000 \text{ cm}^2} = 16.667 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A} = \frac{116667 \text{ cm}^3}{7000 \text{ cm}^2} = 16.667 \text{ cm}$$

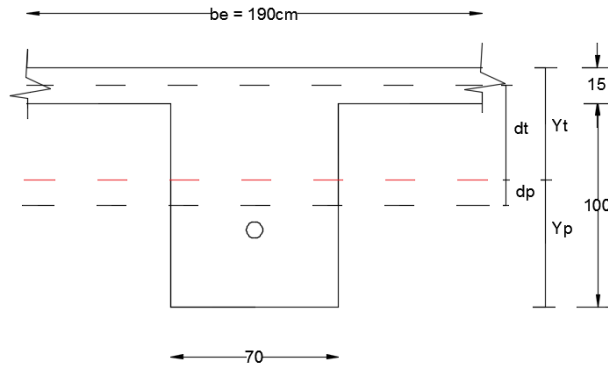
Penampang Komposit

Penampang balok pratekan pada saat beban layan menjadi penampang balok-T, karena ada pelat lantai. Mutu bahan antara pelat dan balok pratekan berbeda, sehingga perlu disamakan terlebih dahulu lebar efektifnya. Perhitungan dapat menggunakan perumusan di bawah (SNI 03-2847-2002 pasal 8.5.1)

$$E_{pelat} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25} = 23500 \text{ MPa}$$

$$E_{balok} = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40} = 29725.41 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{balok}}{E_{pelat}} = \frac{29725.41}{23500} = 1.2649$$



Gambar 7.1 Penampang Balok Pratekan Komposit

Dari gambar 7.1 dapat dilihat tebal pelat (t_f) adalah 150 mm atau 15 cm dengan jarak garis berat terhadap cgc adalah d_t dan jarak garis netral balok terhadap y_p sebesar d_p sedangkan y_t adalah garis netral penampang balok pratekan secara keseluruhan dari serat atas pelat. Untuk mendapatkan besarnya y_t perlu diketahui luas penampang balok dan pelat secara total.

Luas penampang balok pratekan didapat sebagai berikut :

$$A_{pelat} = \frac{b_e \times t_f}{n} = \frac{190 \times 15}{1.2649} = 2253.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{balok} = b \times h = 70 \times 100 = 7000 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} = 2253.12 \text{ cm}^2 + 7000 \text{ cm}^2 = 9253.12 \text{ cm}^2$$

Nilai statis momen garis netral penampang balok sebagai berikut :

$$c = h/2 + t_f = 100/2 + 15 = 65 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{\left(A_{pelat} \times \frac{t_f}{2}\right) + (A_{balok} \times c)}{A_{total}} \text{ mm}^3$$

$$y_t = \frac{(2253.12 \times \frac{15}{2}) + (7000 \times 65)}{9253.12} = 50.99 \text{ cm}$$

$$y_b = c_{gc} = 100 + 15 - 50.999 = 64.001 \text{ cm}$$

$$d_t = y_t - t_f/2 = 50.999 - 15/2 = 43.498 \text{ cm}$$

$$d_b = y_b - \frac{h}{2} = 64.001 - \frac{100}{2} = 14.001 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data di atas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon hendak dipasang yang disebut daerah limit kabel kabel. Tendon dipasang pada daerah yang menyebabkan beton menjadi tertekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana :

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} \text{ dan } K_b = \frac{W_t}{A_{total}}$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} \text{ dan } W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b}$$

Keterangan :

K_t = kern atas

I = momen inersia

K_b = kern bawah

Nilai $I_{komposit}$ didapat sebagai berikut :

$$I = \frac{1}{12}bh^3 + (A_{balok} \times db^2) + \frac{1}{12} \frac{be}{n} t f^3 + (A_{pelat} \times dt^2)$$

$$= \frac{1}{12} \times 70 \times (100)^3 + (7000 \times 14.001^2) + \frac{1}{12} \times \frac{190}{1} \times 15^3 + (2253.12 \times 43.498^2)$$

$$= 11511051 \text{ cm}^4$$

$$W_t = \frac{I_{komposit}}{y_t} = \frac{11511051 \text{ cm}^4}{50.999 \text{ cm}} = 225712.07 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_{komposit}}{y_b} = \frac{11511051 \text{ cm}^4}{64.001 \text{ cm}} = 179856.88 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{179856.88 \text{ cm}^3}{9253.12 \text{ cm}^2} = 19.437 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{225712.07 \text{ cm}^3}{9253.12 \text{ cm}^2} = 24.393 \text{ cm}$$

7.1.5.2 Gaya Pratekan Awal (Fo)

Pada perencanaan struktur balok pratekan gedung Rumah Sakit Pekanbaru ini, gaya pratekan awal (Fo) dicari menggunakan persamaan tegangan pratekan.

Kemudian, dilakukan kontrol tegangan pada setiap kondisi yaitu, pada saat kondisi transfer dan beban layan di setiap lantainya.

Tegangan pada beton yang diijinkan:

- Pada saat transfer ditengah bentang
 Tarik Ijin = 1.48 MPa (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1 c)
 Tekan Ijin = -21.12 MPa (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1 a)
- Pada saat transfer ditumpuan
 Tarik Ijin = 2.97 MPa (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1 c)
 Tekan Ijin = -24.64 MPa (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.1 b)
- Pada saat beban layan
 Tarik ijin = sesuai kelas U = $f_t \leq 3.92 \text{ MPa}$
 Tekan ijin = -18 MPa (SNI 03-2847-2013 pasal 18.4.2 b)

Eksentrisitas yang direncanakan adalah sebagai berikut:

- Eksentrisitas di tumpuan = 0 mm (Non Komposit)
- Eksentrisitas di tumpuan = 140.01 mm (Non Komposir)
- Eksentrisitas di tengah bentang = 440.01 mm (Komposit)
- Eksentrisitas di tengah bentang = 300 mm (Non Komposit)

Momen Yang bekerja Pada Balok Prategang ditengah Bentang :

- Momen Akibat Berat Sendiri Balok Prategang

$$q = 1680 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 1680 \times 18.9^2 = 75014.1 \text{ kgm}$$

- Momen Akibat Pelat

$$q = 2160 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 2160 \times 18.9^2 = 96446.7 \text{ kgm}$$

- Momen Akibat Balok Anak dan Induk

$$P1 = 1944 \text{ kg}$$

$$P2 = 2592 \text{ kg}$$

$$R = 6480 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M &= R(9.45) - (P1 \times 12) - (P2 \times 1.5) \\ &= 6480(9.45) - (1944 \times 12) - (2592 \times 1.5) \\ &= 34020 \text{ kgm} \end{aligned}$$

- Momen Akibat Beban Hidup

$$q = 2400 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 2400 \times 18.9^2 = 107163 \text{ kgm}$$

Fo pada saat transfer

Beban yang bekerja : Berat sendiri Balok I

Penampang yang menahan : Penampang Non-komposit

M lapangan = 75014.1 kgm = 750141000 Nmm

M tumpuan = 0 kgm

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_{balok I}}{W_a}$$

$$1.48 \geq -\frac{F_o}{700000} + \frac{300F_o}{116667} - \frac{750141000}{116667}$$

$$F_o \leq 6921 \text{ kN}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$-21.12 \geq -\frac{F_o}{700000} + \frac{300F_o}{116667} - \frac{750141000}{116667}$$

$$F_o \leq 6887 \text{ kN}$$

F_o pada saat beban layan

Beban yang bekerja : Seluruh Beban Mati dan Beban Hidup

Penampang yang menahan : Penampang komposit

M lapangan = 312643.8 kgm = 3126438000 Nmm

M tumpuan = 0 kgm

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_{servis}}{W_a}$$

$$-18 \geq -\frac{F}{925312.28} + \frac{F \times (440.01)}{225712069.7} - \frac{3126438000}{225712069.7}$$

$$F \leq -4775 \text{ kN} \quad F_o = -5968.7 \text{ kN}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{servis}}{W_b}$$

$$3.92 \geq -\frac{F}{925312.28} - \frac{F \times (540.01)}{179856879.5} + \frac{3126438000}{179856879.5}$$

$$F \leq 3817 \text{ kN} \quad F_o = 4771.25 \text{ kN}$$

Kontrol Penampang

Digunakan $F_o = 6800 \text{ kN} = 6800000 \text{ N}$

$F = 6500000 \times 0.8 = 5440000 \text{ N}$ (asumsi kehilangan 20%)

Beban yang bekerja : Berat sendiri Balok I

Penampang yang menahan : Penampang Non-komposit

M lapangan = 75014.1 kgm = 750141000 Nmm

M tumpuan = 0 kgm

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_{balok I}}{W_a}$$

$$1.48 \geq -\frac{6800000}{700000} + \frac{300 \times 6800000}{116667} - \frac{750141000}{116667}$$

$$1.48 \geq 1.34 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b}$$

$$-21.12 \geq -\frac{6800000}{700000} + \frac{300 \times 6800000}{116667} - \frac{750141000}{116667}$$

$$-21.12 \geq -20.77 \text{ MPa (OK)}$$

Kontrol pada saat beban layan

Beban yang bekerja : Seluruh Beban Mati dan Beban Hidup

Penampang yang menahan : Penampang komposit

M lapangan = 312643.8 kgm = 3126438000 Nmm

M tumpuan = 0 kgm

Tengah bentang:

Serat atas

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_{servis}}{W_a}$$

$$-18 \geq -\frac{5440000}{925312.28} + \frac{5440000 \times (440.01)}{225712069.7} - \frac{3126438000}{225712069.7}$$

$$-18 \geq -9.12 \text{ MPa (OK)}$$

Serat bawah

$$\sigma_t \geq -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{servis}}{W_b}$$

$$3.92 \geq -\frac{5440000}{925312.28} - \frac{5440000 \times (440.01)}{179856879.5} + \frac{3126438000}{179856879.5}$$

$$3.92 \geq -1.8 \text{ MPa (OK)}$$

7.1.5.3 Penentuan Tendon yang digunakan

penentuan tendon yang digunakan adalah sebagai berikut:

- Gunakan tipe baja prategang dengan nilai $f_{pu} = 1840 \text{ MPa}$ (strand stress-relieved)
- $f_{p_{max}} = 0.74 \times 1840 = 1361.6 \text{ Mpa}$
- Luas tendon yang diperlukan ialah:

$$A_{pertu} = \frac{F_o}{f_{p_{max}}} = \frac{6800000}{1361.6} = 4994.12 \text{ mm}^2$$

- Tendon baja yang digunakan ialah spesifikasi dari multistrand post-tensioning, dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tendon unit : 5-42
 - Jumlah strand : 42
 - *Minimum breaking load* : 7730 kN
 - Diameter strand : 12.7 mm
 - Jumlah tendon : 1
 - Luas tendon yang digunakan
- $$A_{pakai} = \frac{1}{4} \pi d^2 n = \frac{1}{4} \pi 12.7^2 \times 42 = 5320.43 \text{ mm}^2$$

Maka spesifikasi tendon yang digunakan terpenuhi, karena $A_{pakai} > A_{perlu} \dots(\text{OK})$

Nilai tegangan pakai :

$$f_{pakai} = \frac{F_o}{A_{pakai}} = \frac{6800000}{5320.43} = 1278.09 \text{ Mpa}$$

7.1.5.4 Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon saat tertentu dibanding pada saat stressing. Kehilangan prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

a. Kehilangan Segera (kehilangan langsung)

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

1. Kehilangan akibat slip anker (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.a)

Kehilangan akibat pengangkur/slip ankur terjadi saat tendon baja dilepas setelah mengalami penarikan dan gaya prategang dialihkan ke ankur.

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat pengangkuran.

Cek apakah kehilangan prategang akibat pengangkuran berpengaruh sampai ke tengah bentang :

$$x = \sqrt{\frac{E_s \times g}{f_{pakai} \times (\mu \frac{\alpha}{L} + K)}}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$g = 2.5 \text{ mm}$

$f_{pakai} = 1278.09 \text{ MPa}$

$\mu = 0.25$ (wire strand tendon)

$K = 0.0016$ (wire strand tendon)

$f = 300 \text{ mm}$

$\alpha = \text{sudut kelengkungan tendon } (8f/L) = 0.12$

$L = 18.9 \text{ m}$

Sehingga diperoleh nilai dari $x = 494.22 \text{ mm} = 0.494 \text{ m}$.

Dengan hasil perhitungan pengaruh pengangkuran sampai ke tumpuan kantilever $x < 9.45 \text{ m}$, maka kehilangan akibat pengangkuran tidak mempengaruhi.

2. Kehilangan akibat perpendekan elastis (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.b)

Dikarenakan jumlah tendon yang digunakan hanya berjumlah 1 buah, maka kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis tidak mempengaruhi.

3. Kehilangan akibat gesekan (Wobble Effect) (SNI 2847:2013 pasal 18.6.2)

Perhitungan kehilangan prategang diakibatkan oleh gesekan antara material beton dan baja prategang saat proses pemberian gaya prategang. Kehilangan prategang akibat gesekan (wobble effect) dihitung dengan perumusan sebagai berikut :

$$F_{pf} = F_i \cdot e^{-(\mu \alpha + K L)}$$

$$F_{pf} = 6800 \cdot e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dengan ketentuan sebagai berikut :

$\mu = 0.25$ (*wire strand tendon*)

$K = 0.0016$ (*wire strand tendon*)

α = sudut kelengkungan tendon ($8y/L$) = 0.12

$L = 18.9$ m

Nilai $F_{pf} = 6391.3$ kN

$$\Delta F_{pf} = 6500 - 6391.3 = 409 \text{ kN}$$

$$\Delta f_{pf} = \frac{409000}{5320} = 76.81 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{76.81}{1278.09} = 6.01 \%$$

b. Kehilangan yang tergantung oleh waktu (kehilangan tidak langsung)

Hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat pemberian gaya prategang), adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

1. Kehilangan akibat rangkak (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.c

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat rangkak :

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}]$$

Dimana :

$K_{cr} = 1.6$ untuk metode pasca-tarik

$f_{c_{ds}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat seluruh beban mati pada struktur setelah diberi gaya prategang

$f_{c_{ir}}$ = tegangan beton didaerah c.g.s. akibat gaya awal prategang

$$f_{c_{ir}} = \left(\frac{6800000}{700000} + \frac{6800000 \times 300}{11666666.7} \right) \times \frac{300}{500} = 16.3 \text{ Mpa}$$

$$f_{c_{ds}} = \left(\frac{2054808000}{116666666.7} \right) \times \frac{300}{500} = 10.56 \text{ MPa}$$

$$CR = K_{cr} \cdot (E_s/E_c) \cdot [f_{c_{ir}} - f_{c_{ds}}] = 61.92 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat rangkai ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{61.92}{1278.09} = 4.85 \%$$

2. Kehilangan akibat susut (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.d)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat susut :

$$SH = (8.2 \times 10^{-6}) K_{SH} \cdot E_s [1 - 0.00236(v/s)] \cdot [100 - RH]$$

RH = 80% (untuk kota Pekanbaru)

$$K_{sh} = 0.77 \text{ (7 hari)}$$

v/s = luas penampang beton/ keliling penampang beton

$$= \frac{9253.12}{340} = 20.58 \text{ cm}$$

$$n = E_s/E_c = 6.7282$$

$$SH = 2.42 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat susut ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{2.42}{1278.09} = 0.18 \%$$

3. Kehilangan akibat relaksasi baja (SNI 2847:2013 pasal 18.6.1.e)

Rumus perhitungan kehilangan prategang akibat relaksasi baja.

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)] \cdot C$$

Perumusan yang digunakan ini ialah perumusan yang digunakan oleh komisi PCI untuk menyelesaikan serangkaian permasalahan akibat relaksasi baja

$$K_{re} = 138 \text{ MPa (strand stress relieved)}$$

$$J = 0.15$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{1278.09}{1860} = 0.68, \text{ sehingga diambil nilai } C \text{ ialah sebagai berikut}$$

$$C = 0.89$$

$$RE = 114.2 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat relaksasi baja ialah :

$$\Delta f_{pf} = \frac{114.2}{1278.09} = 8.93\%$$

Total kehilangan prategang ialah

$$6.01\% + 4.85\% + 0.18\% + 8.93\% = 19.98\%$$

7.1.5.5 Kontrol Gaya Pratekan Setelah Kehilangan

Besar gaya pratekan yang terjadi setelah kehilangan pratekan adalah sebesar berikut:

$$F = \frac{100 - 19.98}{100} \times 6800 = 5441.15 \text{ kN}$$

Kontrol diagram tegangan dengan kondisi :

- a. Tegangan pada saat jacking sebelum komposit

Beban : Berat sendiri balok

Penampang : Non-komposit

Momen Tumpuan = 0

Momen Lapangan = 75014.1 kgm

Fo = 6800 kN

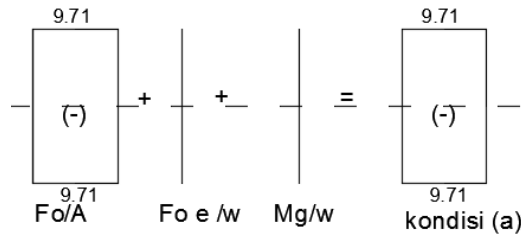
e tengah bentang = 300 mm

e tumpuan = 0 mm

Tumpuan :

$$\text{Serat atas} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a} = -9.71 \text{ MPa} \leq 2.97 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat bawah} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} = -9.71 \text{ MPa} \leq 24.6 \text{ MPa}$$

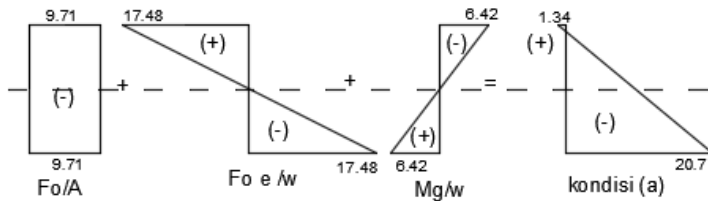


Gambar 7.2 Diagram Tegangan Tumpuan (a)

Tengah Bentang :

$$\text{Serat atas} = -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a} = 1.34 \text{ MPa} \leq 1.48 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat bawah} = -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} = -20.7 \text{ MPa} \leq -21.1 \text{ MPa}$$



Gambar 7.3 Diagram Tegangan Lapangan (a)

- b. Tegangan Setelah kehilangan prategang, sebelum beban hidup bekerja

Beban : Berat sendiri balok

Penampang : Non-komposit

Momen Tumpuan = 0

Momen Lapangan = 75014.1 kgm

F = 5441.15 kN

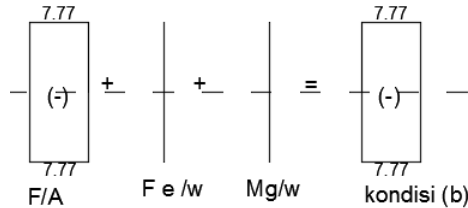
e tengah bentang = 300 mm

e tumpuan = 0 mm

Tumpuan :

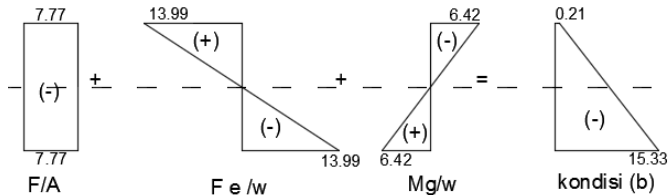
$$\text{Serat atas} = -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a} = -7.77 \text{ MPa} \leq 2.97 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat bawah} = -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} = -7.77 \text{ MPa} \leq 24.6 \text{ MPa}$$

**Gambar 7.4** Diagram Tegangan Tumpuan (b)**Tengah Bentang :**

$$\text{Serat atas} = -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_g}{W_a} = -0.21 \text{ MPa} \leq 1.48 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat bawah} = -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_g}{W_b} = -15.3 \text{ MPa} \leq -21.1 \text{ MPa}$$

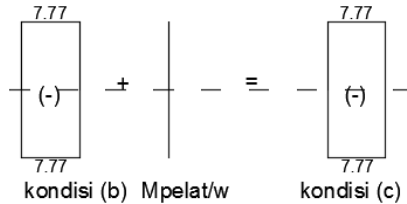
**Gambar 7.5** Diagram Tegangan Lapangan (b)

- c. Tegangan setelah kehilangan prategang, penampang Non-komposit dan beban layan belum bekerja.
 Beban : Berat sendiri dan berat mati tambahan
 Penampang : Non-komposit
 Momen Tumpuan = 0
 Momen Lapangan berat mati tambahan = 130466.7 kgm
 $F = 5441.15 \text{ kN}$
 $e \text{ tengah bentang} = 440.01 \text{ mm}$
 $e \text{ tumpuan} = 0 \text{ mm}$

Tumpuan :

$$\text{Serat atas} = -\frac{M_{\text{pelat}}}{W_a} = 0 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat bawah} = +\frac{M_{\text{pelat}}}{W_b} = 0 \text{ MPa}$$

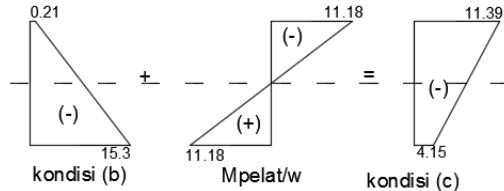


Gambar 7.6 Diagram Tegangan Tumpuan (c)

Tengah Bentang :

$$\text{Serat atas} = -\frac{M_{\text{pelat}}}{W_a} = -11.18 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat bawah} = +\frac{M_{\text{pelat}}}{W_b} = +11.18 \text{ MPa}$$



Gambar 7.7 Diagram Tegangan Lapangan (c)

- d. Tegangan akibat beban layan sudah bekerja

Beban : Beban Hidup

Penampang : komposit

Momen Tumpuan = 0

Momen Lapangan = 107163 kgm

F = 5441.15 kN

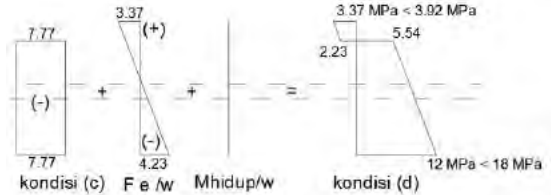
e tengah bentang = 440.01 mm

e tumpuan = 140.01 mm

Tumpuan :

$$\text{Serat atas} = + \frac{F \times e}{W_a} - \frac{M_{hidup}}{W_a} = +3.37 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat bawah} = - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_{hidup}}{W_b} = -4.23 \text{ MPa}$$

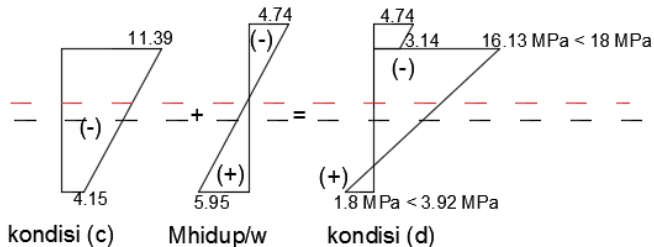


Gambar 7.8 Diagram Tegangan Tumpuan (d)

Tengah Bentang :

$$\text{Serat atas} = - \frac{M_{hidup}}{W_a} = -4.74 \text{ MPa}$$

$$\text{Serat bawah} = + \frac{M_{hidup}}{W_b} = 5.958 \text{ MPa}$$



Gambar 7.9 Diagram Tegangan Lapangan (d)

7.1.6 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton pratekan ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton bertulang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang diisyaratkan.

7.1.6.1 Lendutan Saat Jacking

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$P_o = \frac{8xFoxf}{L^2} = \frac{8x6800000x3000}{18900^2} = 45.68 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{45.68 x 18900^4}{29725.41 x 58333333333} \\ = 43.77 \text{ mm (}\uparrow\text{)}$$

2. Lendutan akibat beban mati

Berat Sendiri Balok (w) = 1680 kg/m

$$\Delta_o = \frac{5 x w x l^4}{384EI} = \frac{5 x 1680 x 18.9^4}{384(2972541001)(0.0583)} = 0.016m \downarrow$$

Jumlah total lendutan = 41.84 – 16 = 27.678 mm (\uparrow)

Lendutan ijin (SNI 03-2847-2013 tabel 9.5.b) :

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{18900}{480} = 39.37 \text{ mm} \quad f < f_{ijin} \text{ (OK)}$$

7.1.6.2 Lendutan Saat Beban Bekerja

1. Lendutan akibat tekanan tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan keatas (chambre)

$$P_o = \frac{8xFxf}{L^2} = \frac{8x5441158.19x440}{18900^2} = 53.62 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{po} = \frac{5}{384} x \frac{P_o \cdot L^4}{E_c x I} = \frac{5}{384} x \frac{53.62 x 18900^4}{29725.41 x 115110510542}$$

$$= 26.03 \text{ mm } (\uparrow)$$

2. Lendutan akibat beban mati dan hidup

Beban Servis (w) = 6925.71 kg/m

$$\Delta_o = \frac{5 \times w \times l^4}{384EI} = \frac{5 \times 6925.71 \times 18.9^4}{384(2972541001)(0.115)} = 0.033m \downarrow$$

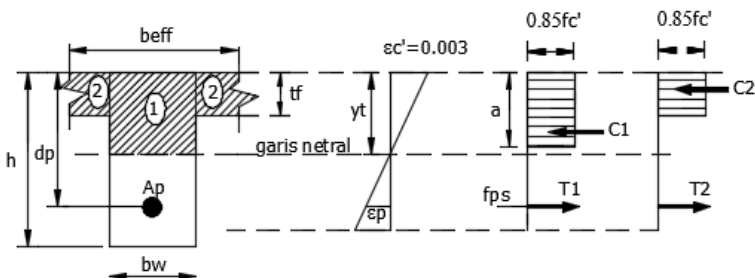
$$\text{Jumlah total lendutan} = 26.03 - 33.6 = -7.6 \text{ mm } (\downarrow)$$

Lendutan ijin (SNI 03-2847-2013 tabel 9.5.b) :

$$f_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{18900}{480} = 39.37 \text{ mm} \quad f < f_{ijin} \text{ (ok)}$$

7.1.7 Kontrol Momen Nominal

Kontrol penampang dilakukan untuk mengetahui kekuatan batas penampang rencana apakah mampu menahan momen ultimate yang terjadi. Nilai momen nominal yang terjadi bergantung desain penampang apakah menggunakan tulangan lunak terpasang atau tidak. Selain itu juga bergantung pada jenis penampang balok manakah termasuk balok bersayap atau penampang persegi. Hal ini diatur dalam SNI 2847:2013 pasal 18.7.



Gambar 7.10 Diagram Penampang Momen Nominal

$$M_n = C_1 \left(d - \frac{a}{2}\right) + C_2 \left(d - \frac{tf}{2}\right)$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps}$$

$$A_{ps} = 5320.43 \text{ mm}^2$$

$$d = 1000 + 118.5 - 200 = 918.5 \text{ mm}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_p = 0.55$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{(f'_c - 28)}{7} \times 0.05 = 0.764$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d} = \frac{5320.43}{700 \times 918.5} = 0.00827$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\}$$

Karena penulangan non prategang tidak diperhitungkan, maka : $\omega = 0$; $\omega' = 0$

$$\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} = 0.00827 \frac{1840}{40} = 0.38$$

$$f_{ps} = 1840 \left\{ 1 - \frac{0.55}{0.764} 0.38 \right\} = 1335.8 \text{ Mpa}$$

$$T = A_{ps} \times f_{ps} = 5320.43 \times 1335.8 = 7107207.7 \text{ N}$$

$$C_2 = 0.85 f'_c (b_e - b_w) t = 0.85 \times 40 \times (1502 - 700) \times 118 = 3233917.188 \text{ N}$$

$$a = \frac{T - C_2}{0.85 f'_c b w} = 162.74 \text{ mm}$$

$$C_1 = 0.85 f'_c b_w a = 0.85 \times 40 \times 700 \times 162.7 = 3873290.5 \text{ N}$$

$$M_n = 3873290.5 \left(918.5 - \frac{162.7}{2}\right) + 3233917.1 \left(918.5 - \frac{118}{2}\right)$$

$$M_n = 6021653578 \text{ Nmm} = 602165.35 \text{ Kgm}$$

$$\phi M_n \geq M_u, \text{ dimana nilai } \phi = 0.9$$

$$0.9 \times 602165.35 \geq 312643.8 \text{ kgm}$$

$$541948.8 \text{ kgm} \geq 312643.8 \text{ kgm} \dots\dots (\text{OK})$$

Sehingga dengan kontrol momen nominal maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

7.1.8 Kontrol Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari beton prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1.2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0.62 \lambda \sqrt{f'_c}$ sehingga didapatkan $\phi M_n > 1.2 M_{cr}$, dengan nilai $\phi = 0.9$

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tarik) :

$$\begin{aligned}
 F &= 5441.16 \text{ kN} \\
 K_t &= 194.37 \text{ mm} \\
 e &= 440 \text{ mm} \\
 f_r &= 0.62 \sqrt{f'_c} = 0.62 \sqrt{40} = 3.92 \text{ MPa} \\
 M_1 &= F(e + K_t) \\
 &= 5441160 (440 + 194.37) = 3451795547 \text{ Nmm} \\
 M_2 &= f_r \times W_b \\
 &= 3.92 \times 179856879.5 \\
 &= 705259166.3 \text{ Nmm} \\
 M_{cr} &= M_1 + M_2 = 4157054713 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Masukkan persyaratan kontrol momen retak dengan perumusan di bawah ini:

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> 1.2 M_{cr} \\
 0.9 \times 602165.35 &> 1.2 \times 415705.47 \\
 541948.8 \text{ kgm} &> 498846.56 \text{ kgm} \dots\dots\dots(\text{OK})
 \end{aligned}$$

Sehingga dengan kontrol momen retak maka hasil perhitungan beton prategang telah memenuhi persyaratan.

7.1.9 Daerah Limit Kabel

Tegangan tarik pada serat beton yang terjauh dari garis netral akibat beban layan tidak boleh melebihi nilai maksimum yang diijinkan.

Oleh karena itu perlu ditentukan daerah batas pada penampang beton, dimana pada daerah tersebut gaya prategang dapat diterapkan pada penampang tanpa menyebabkan terjadinya tegangan tarik pada serat beton.

Mencari jari-jari inersia :

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = \sqrt{\frac{115110510542}{925312.28}} = 352.7 \text{ mm}$$

Batas paling bawah letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling atas beton ialah :

$$k_b = \frac{Wt}{A} = \frac{225712069.7}{925312.28} = 243.93 \text{ mm}$$

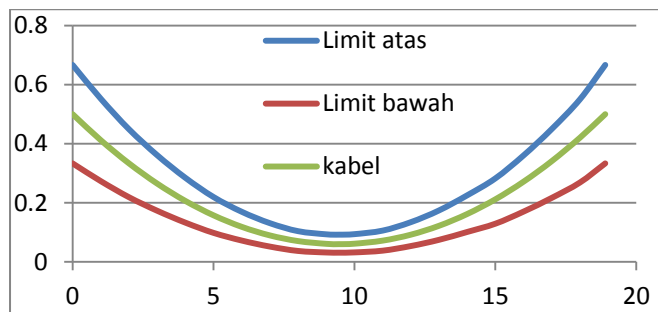
Batas paling atas letak kabel prategang agar tidak terjadi tegangan serat paling bawah beton ialah :

$$k_t = \frac{Wb}{A} = \frac{179856879.5}{925312.28} = 194.37 \text{ mm}$$

Mencari nilai daerah limit kabel

$$a_1 = \frac{M_{servis}}{F} = \frac{3126438000}{5441158.19} = 57.45 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{M_{mati}}{F_o} = \frac{2054808000}{6800000} = 30.2 \text{ cm}$$



Gambar 7.11 Daerah Limit Kabel

7.1.10 Perencanaan Kebutuhan Tulangan Sengkang

Beban terbagi rata pada pelat Lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 2160 kg/m

Beban hidup : 2400 kg/m

Beban Balok : 1680 kg/m

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$W_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times (2160 + 1680) + 1.6 \times (2400) = 8448 \text{ kg/m}$$

Rakibat Balok penumpu = 7776 kg/m

Perhitungan gaya geser pada Balok :

$$\begin{aligned} V_{ukr} &= -\frac{W_u \times L_n}{2} - R \\ &= -\frac{8448 \times (18.9)}{2} - 7776 = -87609.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ukn} &= \frac{W_u \times L_n}{2} + R \\ &= +\frac{8448 \times (18.9)}{2} + 7776 = 87609.6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pemasangan Tulangan Geser

a Pemasangan Sengkang Balok di Daerah Sendi Plastis (Tumpuan) :

$$V_c = 1/6 \times (f'_c)^{0.5} \times b \times d = 68289.386 \text{ kg}$$

$$V_s = V_{ekn}/\phi - V_c$$

$$\begin{aligned} V_s &= 87609.6 / 0.75 - 68289.38 \\ &= 48523.414 \text{ kg} = 485234.14 \text{ N} \end{aligned}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D12

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times 12^2 = 226.2 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 172.57 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi :

$$1. \quad d/4 = 231.37 \text{ mm}$$

$$2. \quad 150 \text{ mm}$$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 150 mm.

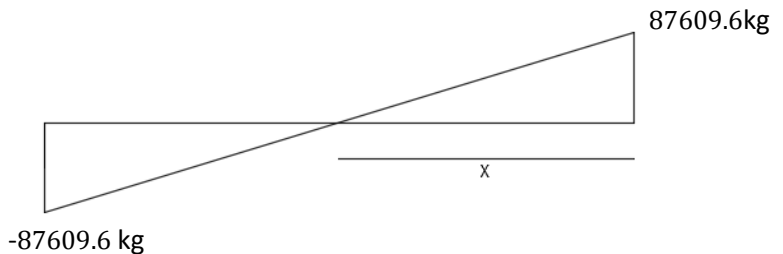
Senggang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 1000 = 2000$ mm dari muka kolom

Senggang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari V_s max.

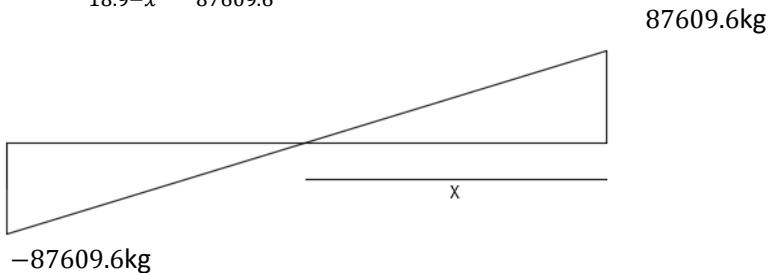
$$V_{smax} = 0.66\sqrt{f_c'}xbwxd = 2458417.9 \text{ kg} > V_s = 48523.414\text{kg (OK)}$$

b Pemasangan Senggang di Luar Daerah Sendi Plastis



Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{x}{18.9-x} = \frac{87609.6}{87609.6} \quad ; \quad x = 9.45 \text{ m}$$



Gaya geser rencana diluar $2h$ dari muka kolom (diluar sendi plastis) didapat dengan perbandingan segitiga sebagai berikut :

$$\frac{9450-2000}{9450} = \frac{Vu}{87609.6}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan

$$V_u = 69067.88 \text{ kg}$$

$$V_c = 1/6 \times (f'_c)^{0.5} \times b \times d = 68289.386 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{69067.88}{0.75} - 68289.386 = 23801.12 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2 D12 mm, maka A_v

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 226.19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v \times f_{yxd}}{V_s} = 351 \text{ mm}$$

Syarat sengkang tidak boleh melebihi $d/2 = 462.75 \text{ mm}$

Diambil jarak sengkang yang terkecil sebagai jarak yang menentukan, yaitu $s = 351 \text{ mm}$

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 300 mm.

Resume Perhitungan Penulangan Balok Pratekan :

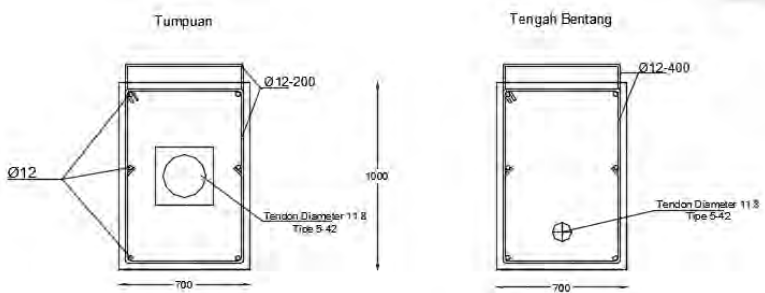
Tulangan Geser

$$\text{Tumpuan} = 2 \phi 12 - 150$$

$$\text{Lapangan} = 2 \phi 12 - 300$$

Tulangan Lentur

Digunakan tulangan lentur sebagai penahan sengkang agar dapat berdiri. Dipakai tulangan 2 $\phi 12$ pada tiap sisi balok



Gambar 7.12 Penampang Prategang

7.1.11 Pengangkuran Ujung

Balok pratekan pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya pratekan maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengangkuran global di isyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 18.13.4.2. Bila diperlukan, pada daerah pengangkuran dapat dipasang tulangan untuk memikul gaya pencar, pengelupasan dan gaya tarik tepi longitudinal yang timbul akibat pengangkuran tendon sesuai pasal 18.13.3.2. Dalam studi ini digunakan angkur hidup. Hal ini dikarenakan metode pemberian gaya pratekan dengan sistem pasca tarik. Penulangan pengekanan di seluruh pengangkuran harus sedemikian rupa hingga mencegah pembelahan dan bursting yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan melalui alat angkur. Metode perhitungan perencanaan daerah pengangkuran global sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Ps.18.13.3.2 mensyaratkan untuk mengalihkan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2.

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh gaya pratekan awal yang diberikan ialah sebagai berikut :

$$F_o = 6800000 \text{ N}$$

$$P_u = 1.2 F_o = 1.2 \times 6800000 = 8160000 \text{ N}$$

$$T_{PENCAR} = 0.25 \Sigma P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{PENCAR} = 0.5(h - 2e)$$

Dimana :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Diperoleh nilai sebagai berikut :

a = 390 mm (angkur dengan strand 5-37, VSL tabel)

e = 0 mm (eksentrisitas pada tumpuan)

h = 1000 mm

Sehingga diperoleh hasil sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0.25 \times 8160000 \left(1 - \frac{390}{1000}\right) = 1244400 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0.5(1000 - 2 \times 0) = 500 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{1244400}{400} = 3111 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2 $\phi 16$ ($A_v = 402.12 \text{ mm}^2$), maka kebutuhan tulangan sengkang ialah sebanyak

$$n = \frac{3111}{402.12} = 7.7 \approx 8 \text{ buah}$$

Spasi antar sengkang dihitung dengan cara

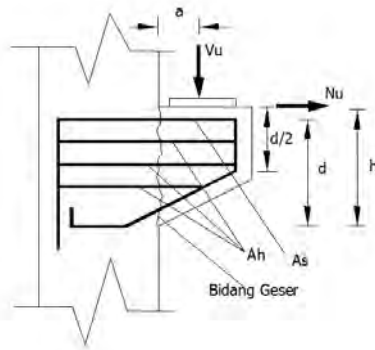
$$s = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{500}{8} = 62.5 \text{ mm, diambil } 60 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang 2 $\phi 16$, dengan nilai s = 60 mm

7.2 Perencanaan Konsol Pendek

Konsol pendek merupakan bagian dari kolom yang membantu menahan balok pratekan yang diletakan diatas konsol sebagai penyalur gaya ke kolom. Perencanaan konsol dilakukan berdasarkan Pasal 11.8 SNI 03 2847 2013.

7.2.1 Data Perencanaan



Gambar 7.13 Penampang Konsol Pendek

a	: 250 mm
lebar konsol (b)	: 600 mm
tinggi konsol (h)	: 400 mm
Mutu Beton (f'_c)	: 40 MPa
Mutu Baja (f_y)	: 400 MPa
Cc	: 40 mm
Tulangan s	: 25 mm
Tulangan h	: 20 mm
D'	: 347.5 mm

7.2.2 Perencanaan Konsol

1. Input data V_u dan N_u
 $V_u = 87609.6 \text{ kg} = 876096 \text{ N}$
 $N_{uc} = 0.2 V_u = 17521.92 \text{ kg}$

$$= 175219.2 \text{ N}$$

2. Kontrol Dimensi

$$\begin{aligned} \text{a. } Vn &\leq 0.2f'c \times bw \times d' \\ \frac{876096}{0.75} &\leq 0.2 \times 40 \times 600 \times 350 \\ 1168128 \text{ N} &\leq 1680000 \text{ N} \dots\dots\text{Ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b. } Vn &\leq 11xbwx d \\ 1168128 \text{ N} &\leq 11 \times 600 \times 347.5 \\ 1168128 \text{ N} &\leq 2293500 \text{ N} \dots\dots\text{Ok} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{c. } Vn &\leq (3.3 + 0.08f'c)bwd \\ 1168128 \text{ N} &\leq (3.3 + 0.08 \times 40)600 \times 347.5 \\ 1168128 \text{ N} &\leq 1355250 \text{ N} \end{aligned}$$

3. Hitung Mu

$$\begin{aligned} Mu &= [V_u \times a + N_{uc}(h - d)] \\ &= [876096 \times 250 + 175219.2(400 - 347.5)] \\ &= 228223008 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

4. Hitung Avf

$$\begin{aligned} \mu &= 1.4\lambda \qquad \qquad \qquad \lambda = 1 \\ A_{vf} &= \frac{Vn}{\mu \times fy} = \frac{1168128}{1.4 \times 400} = 2085.94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

5. Hitung Af

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{Mu}{0.85 \phi \times fy \times d} = \frac{228223008}{0.85 \times 0.75 \times 400 \times 347.5} \\ &= 2575.51 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

6. Hitung An

$$A_n = \frac{Nu}{\phi \times fy} = \frac{175219.2}{0.75 \times 400} = 584.064 \text{ mm}^2$$

7. Hitung Kebutuhan tulangan As

$$\text{a. } A_{sc} = (A_f + A_n) = (2575.51 + 584) \\ = 3159.58 \text{ mm}^2$$

$$\text{b. } A_{sc} = \left(\frac{2}{3}A_{vf} + A_n\right) = (1390.62 + 584) \\ = 1974.69 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } A_{sc} = 3159.58 \text{ mm}^2$$

8. Hitung Kebutuhan tulangan A_h

$$A_h = \frac{1}{2}(A_s - A_n) = \frac{1}{2}(3159.58 - 584) = 1287.75 \text{ mm}^2$$

$$A_h = \frac{1}{3}A_{vf} = \frac{1}{3}2085.94 = 695.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } A_h = 1003.29 \text{ mm}^2$$

Tabel 7.1 Tabel Penulangan Konsol

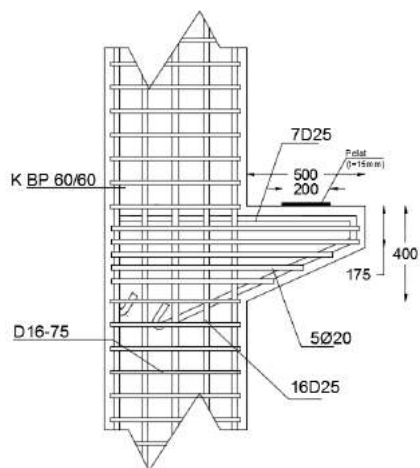
	Luas tulangan butuh mm^2	Luas tulangan mm^2	n	Diameter
As	3159.59	3436.16	7	D25
Ah	1287.76	1570.8	5	$\phi 20$

Luas Pelat Landasan :

$$V_u = \phi(0.85)f'_c \times Al$$

$$Al = \frac{V_u}{\phi(0.85)f'_c} = \frac{876096}{0.75(0.85)40} = 34356.7 \text{ mm}^2$$

dipakai dimensi pelat $200 \times 300 \text{ mm}^2 = 60000 \text{ mm}^2$ (tebal 15 mm)



Gambar 7.14 Penulangan Konsol Pendek

BAB VIII

PERENCANAAN STRUKTUR UTAMA NON PRATEKAN

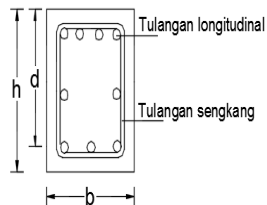
8.1 Perencanaan Balok Induk

Balok induk merupakan struktur utama yang memikul beban struktur sekunder dan meneruskan beban tersebut ke kolom. Di dalam preliminary desain gedung direncanakan dimensi balok induk sebesar 30/60 dengan panjang bentang ialah 850 cm.

8.1.1 Penulangan Lentur

Data perencanaan yang diperlukan meliputi mutu bahan, dimensi balok, serta diameter tulangan yang digunakan.

Dimensi balok	: 30/60
Tebal decking (d')	: 40 mm SNI 03-2847-2013 ps (7.7)
Tulangan lentur (D)	: 25 mm
Tulangan sengkang (\emptyset)	: 13 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 400 MPa
Mutu sengkang (f_y)	: 400 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 40 MPa



Gambar 8.1 Penampang Balok Induk

$$\begin{aligned}
 d &= h - (\text{decking} + D_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} D_{\text{tul. utama}}) \\
 &= 600 - (40 + 13 + 0.5 \times 25) \\
 d &= 600 - 67.5 = 532.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Menentukan harga β_1

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'c - 28)}{7} \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3)}$$

$$= 0.85 - 0.05 (40 - 28) / 7 = 0.764$$

Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan sebagai berikut :**1. Mencari ρ maksimum**

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (21.5.2.1)}$$

2. Mencari ρ minimum

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4 \times 400} = 0.00395 \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \quad \text{SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1)}$$

Dari kedua harga ρ_{\min} tersebut, diambil harga yang terbesar = 0.0035

3. Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 13.084$$

4. Menentukan M_n dan R_n yang digunakan

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Harga Momen ultimate yang digunakan didapat dari Output program bantu SAP. Kombinasi yang menghasilkan momen terbesar adalah 1.2D + L + Ey + 0.3 Ex

Momen negatif tumpuan Maksimum = -32799.7Kgm

Momen Positif tumpuan maksimum = 33304.93 Kgm

Momen Lapangan maksimum = 26450.37 Kgm
Menentukan Rn

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 f'_c b} = \frac{660.51 \cdot 400}{0.85 \cdot 40 \cdot 300} = 25.9 \text{ mm}$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.9}{0.764} = 33.9 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \left(\frac{532.5}{33.9} - 1 \right) = 0.044$$

Berdasarkan SNI 03 2847 Gambar S9.3.2 didapat ϵ_t lebih besar daripada 0.005 sehingga pelat termasuk dalam kondisi terkontrol tarik dengan nilai ϕ sebesar 0.9

5. Hitung rasio tulangan yang dibutuhkan :

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{fy}} \right)$$

Dimana : $\rho_{\min} < \rho_{\text{pakai}} < \rho_{\max}$

6. Menentukan Jarak dan Jumlah tulangan (AS) dari ρ yang didapat

$$\rho = \frac{As}{bxd} \qquad n = \frac{As}{\frac{1}{4} \pi \phi^2}$$

$$s = \frac{b - nx\phi L - 2Cc - 2\phi s}{n - 1}$$

Tabel 8.1 Penulangan Balok Induk

Balok	Lokasi	M_u	M_n	ρ	ρ	As perlu	Jumlah		
		Kgm	kNm	perlu	pakai	mm ²			
BI (8.5m) (300x600)	Tumpuan atas	-32799.7	-36444.11	0.011	0.011	1843.2	4	D	25
	Tumpuan bawah	33304.93	37005.47	0.011	0.011	1874.15	4	D	25
	Lapangan	26450.37	29389.3	0.009	0.009	1461.8	3	D	25

8.1.2 Penulangan Geser

Perhitungan Tulangan Geser yang dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok memikul momen probabilitas. Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.5.4 : gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maximum M_{pr} , harus dianggap bekerja pada muka-muka tumpuan, dan komponen stuktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta V_e harus dicari dari nilai terbesar akibat beban gempa arah ke kanan dan ke kiri. Besarnya momen probable dipengaruhi oleh disain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut:

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0.85 f'_c b}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Tabel 8.2 Momen Probabilitas

bentang	posisi			D	As	a	M_{pr}	
m			n	mm	mm ²	mm	Nmm	kgm
8.5	gempa ka	+	4	25	1963.49	96.25	477497650	47749.7
	gempa ka	-	4	25	1963.49	96.25	477497650	47749.7
	gempa ki	+	4	25	1963.49	96.25	477497650	47749.7
	gempa ki	-	4	25	1963.49	96.25	477497650	47749.7

Beban terbagi rata pada pelat lantai (Wu)

Dari perhitungan pembebanan didapat

Beban mati : 2160 kg/m

Beban hidup : 696 kg/m

Beban Balok $2400 \times 0.6 \times 0.3 = 432 \text{ kg/m}$

Beban terbagi rata ultimate (Wu)

$$= (1.2D + 1L)$$

$$= (1.2(2160+432) + 1(696))$$

$$= 3806.4 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya geser akibat gempa kiri dan kanan baik (+) maupun (-) memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja

Analisa terhadap Gempa :

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} - \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{47749.7 + 47749.7}{8.5 - 0.6} - \frac{3806.4 (8.5 - 0.6)}{2} \\ &= -2946.7 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ekn} &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} + \frac{W_u \times Ln}{2} \\ &= \frac{47749.7 + 47749.7}{8.5 - 0.6} + \frac{4224 (8.5 - 0.6)}{2} \\ &= 27123.82 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pemasangan Tulangan Geser**a Pemasangan Senggang Balok di daerah sendi Plastis (Tumpuan) :**

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap $V_c = 0$, bila :

1. Gaya geser akibat gempa (M_{pr}) $> 0.5 \times$ total geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\begin{aligned} \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{Ln} &= \frac{47749.7 + 47749.7}{8.5 - 0.6} = 12088.5 \text{ kg} > \\ 0.5 \times (19640.79) &= 9820.3 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

$$2. \text{ Gaya aksial tekan } < 0.2 \times A_g \times f'_c$$

$$27399.2 \text{ N } < 1440000 \text{ N}$$

(OK)

kedua syarat diatas dapat dipenuhi. Sehingga dalam perencanaan tulangan geser diasumsikan $V_c=0$.

Sehingga V_s :

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} = \frac{27123.82}{0.75} = 36165.1 \text{ kg}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

$$A_v = 2 \times 1/4 \times \pi \times D^2 = 265.46 \text{ mm}^2$$

$$S = A_v \times f_y \times d / V_s = 156.9 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 03 2847 2013. Pasal. 21.5.3.2:

$$1. \quad d/4 = 133.62 \text{ mm}$$

$$2. \quad 6 \times D \text{ utama} = 150 \text{ mm}$$

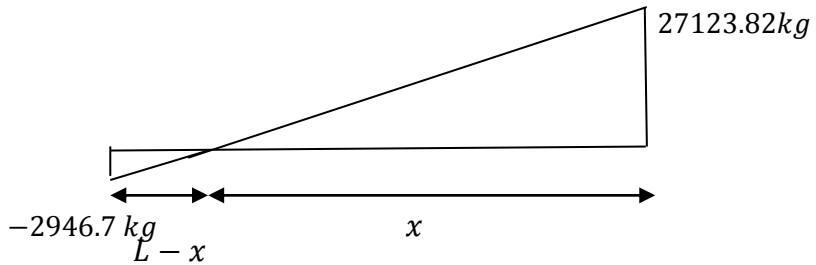
$$4. \quad 150 \text{ mm}$$

Dari jarak yang sudah di hitung, diambil jarak sengkang yang paling kecil, yaitu = 100 mm.

Sengkang dipasang sepanjang $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$ dari muka kolom. Sengkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok. Kontrol kuat geser V_s tidak boleh diambil lebih besar dari $V_s \text{ max}$

$$V_{smax} = 0.66 \sqrt{f'_c} \times b \times w \times d = 669334 \text{ N} > V_s = 361651.04 \text{ N}$$

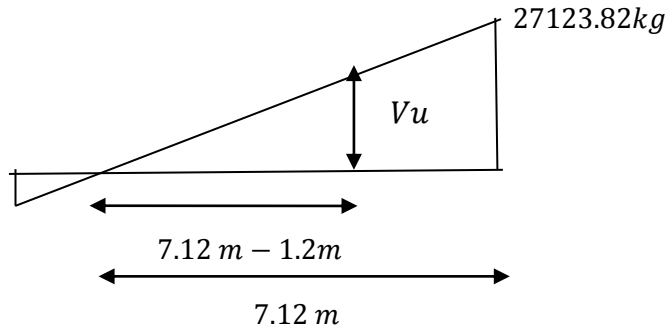
(OK)

b Pemasangan sengkang diluar daerah sendi plastis

Dengan perbandingan segitiga, didapat

$$\frac{2946.7}{L - x} = \frac{27123.82}{x}$$

$$x = \frac{27123.82 (7.9)}{27123.8 + 2946.7} = 7.12 \text{ m}$$



Dengan perbandingan segitiga, didapat :

$$\frac{7.12 - 1.2}{7.12} = \frac{V_u}{27123.8}$$

$$V_u = \frac{27123.8(5.92)}{7.12} = 22556.14 \text{ kg}$$

Sehingga untuk sengkang diluar sendi plastis di gunakan $V_u = 22556.14 \text{ kg}$

$$V_c = \frac{bxd\sqrt{f'c}}{6} = 169023.74 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{22556.14}{0.75} - 169023.74 = 13172.49 \text{ kg}$$

Digunakan sengkang 2 D 13 mm

$$A_v = 2x \frac{1}{4} x \pi x D^2 = 265.46 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v x f_y x d}{V_s} = 430 \text{ mm}$$

Jarak maksimum antar sengkang, tidak boleh melebihi:

$$d/2 = 267.25 \text{ mm}$$

Sehingga diambil jarak sengkang terkecil yaitu $s = 267 \text{ mm}$.

Untuk memudahkan pekerjaan dilapangan, maka diambil jarak sengkang diluar sendi plastis = 250 mm.

8.1.3 Penulangan Torsi

Perencanaan torsi didasarkan dari SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.1. yaitu pengaruh puntir dapat diabaikan jika momen puntir terfaktor T_u memenuhi syarat sebagai berikut:

$$T_u < \phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

A_{cp} = Luas penampang keseluruhan

P_{cp} = keliling penampang keseluruhan

λ = 1 (beton normal) SNI-2847-2013 psl 8.6.1

Φ = 0.75 (faktor reduksi beban torsi) SNI 2847 2013 pasal 9

Untuk menentukan harga Torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000. Didapat dari SAP:

$$Torsi = 8771.57 \text{ kgm}$$

Kontrol kebutuhan torsi:

$$Tu \leq \phi 0.083 \lambda \sqrt{f'c} \cdot \frac{Acp^2}{Pcp}$$

$$Acp = b \times h = 300 \times 600 = 180000 \text{ mm}^2$$

$$Pcp = 2(b+h) = 2(300 + 600) = 1800 \text{ mm}$$

$$Tu = 87715700 \text{ Nmm}$$

$$0.75 \times 0.0831 \sqrt{40} \frac{(180000)^2}{1800} = 7086664.2 \text{ Nmm}$$

$$87715700 \geq 7086664.2 \text{ (tidak memenuhi)}$$

Persyaratan diatas tidak memenuhi, maka balok induk memerlukan tulangan torsi.

1. Penulangan torsi sengkang

Aoh (luas batas daerah sengkang terluar)

$$Aoh = (400-2 \times 40) \times (600-2 \times 40) = 114400 \text{ mm}^2$$

Ph (keliling batas sengkang terluar)

$$Ph = 2((400-2 \times 40) + (600-2 \times 40)) = 1480 \text{ mm}$$

$$Ao = 0.85 \times Aoh = 97240 \text{ mm}^2$$

$$S = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Luas sengkang torsi permeter: (SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.6.)

$$\frac{Av_t}{s} = \frac{T_n}{2 \times Aoh \times f_y \times \cot 45^\circ}$$

$$\frac{Av_t}{1000} = \frac{87715700}{2 \times 114400 \times 300 \times \cot 45^\circ}$$

$$Av_t = 958.4 \text{ mm}^2$$

Tulangan sengkang balok sebelum torsi : 2Ø13-100 (Tumpuan)

Luas sengkang per meter (A_{vs})

$$\begin{aligned} A_{vs} &= (n \times 0.25\pi d^2 \times S)/s \\ &= (2 \times 0.25\pi 13^2 \times 1000)/100 \\ &= 2654.64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kontrol luas sengkang geser dan torsi:

$$A_{vs} + A_{vt} = 2654.64 + 1277.9 = 3932.6 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} 1. \quad A_{vs} + A_{vt} &> \frac{75\sqrt{f'_c}}{1200} \times \frac{b \times S}{f_y} \\ 3613.07 &> \frac{75\sqrt{40}}{1200} \times \frac{300 \times 1000}{400} \\ 3613.07 &> 296.46 \dots \dots OK \\ 2. \quad A_{vs} + A_{vt} &> \frac{b \times S}{3 \times f_y} \\ 3613.07 &> \frac{300 \times 1000}{3 \times 400} \\ 3613.07 &> 250 \dots \dots \dots OK \end{aligned}$$

Jarak sengkang total:

$$\begin{aligned} 1. \quad s &= \frac{n \times 0.25 \times \pi \times d^2 \times S}{A_{vs} + A_{vt}} \quad s = \frac{2 \times 0.25 \times \pi \times 13^2 \times 1000}{3613.07} = 73 \text{ mm} \\ 2. \quad S &= Ph/8 = 1480/8 = 185 \text{ mm} \\ 3. \quad S &\leq 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diambil jarak terkecil = 73 mm, digunakan $s = 70 \text{ mm}$

Sehingga: Tulangan sengkang setelah ditambah torsi menjadi 2 Ø13-70 mm.

Dengan cara yang sama didapat jarak torsi untuk sengkang pada daerah diluar sendi plastis $s = 125 \text{ mm}$, jadi dipakai sengkang 2Ø13 – 125 mm

2. Penulangan Torsi Lentur

(SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.3.7.)

$$\begin{aligned} A_t &= \frac{A_{vt}}{s} \times Ph \times \left(\frac{f_y \text{ geser}}{f_y \text{ lentur}} \right) \times \cot^2 45^\circ \\ A_t &= \frac{958.4}{1000} \times 1480 \times \left(\frac{400}{400} \right) \times \cot^2 45^\circ \end{aligned}$$

$$At = 1418.47 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur balok sebelum torsi pada tumpuan:

$$\text{Tarik (4 D25 : } As = 1963.49 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tekan (4 D25 : } As = 1963.49 \text{ mm}^2)$$

$$As \text{ total} = 3926.99 \text{ mm}^2$$

Kontrol luas penampang torsi

$$(At + Ast) = 1891.3 + 3926.99 = 5818.29 \text{ mm}^2$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{f'cx}Acp}{12x fy \text{ lentur}} - \left(\frac{Avt}{s}\right) x Ph x \frac{fy \text{ geser}}{fy \text{ lentur}}$$

$$At + Ast > \frac{5x\sqrt{40x180000}}{12x 400} - \left(\frac{1277.9}{60}\right) x 1480 x \frac{400}{400}$$

$$5345.4 > -30335.9 \dots \dots \dots OK$$

Jumlah tulangan torsi samping :

$$At_{\text{samping}} = 0.5At = 709.2 \text{ mm}^2 \quad D = 22 \text{ mm}$$

$$n = \frac{At_{\text{samping}}}{\frac{0.25 x \pi x D^2}{1891.3}}$$

$$n = \frac{709.2}{\frac{0.25 x \pi x 22^2}{1891.3}}$$

$$n = 1.8 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$$

Gunakan 2 buah yang diletakkan di kanan 1 tulangan dan dikiri 1 tulangan.

8.1.4 Pemutusan Tulangan

Di bawah ini akan dihitung lokasi penghentian tulangan negatif pada balok. Pada tumpuan, tulangan pada lapisan atas adalah 4D25 dan lapisan bawah 4D25.

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, maka digunakan kombinasi $0.9D + Mpr$ pada ujung komponen. Kuat momen nominal (ϕMn) dari 3D25 (Lapangan) adalah 36698.19

kgm. Karena itu 4D25 boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah memenuhi 36698.19 kgm

Jarak penampang dengan $M_n = 36698.19$ kgm dihitung sebagai berikut: Diketahui

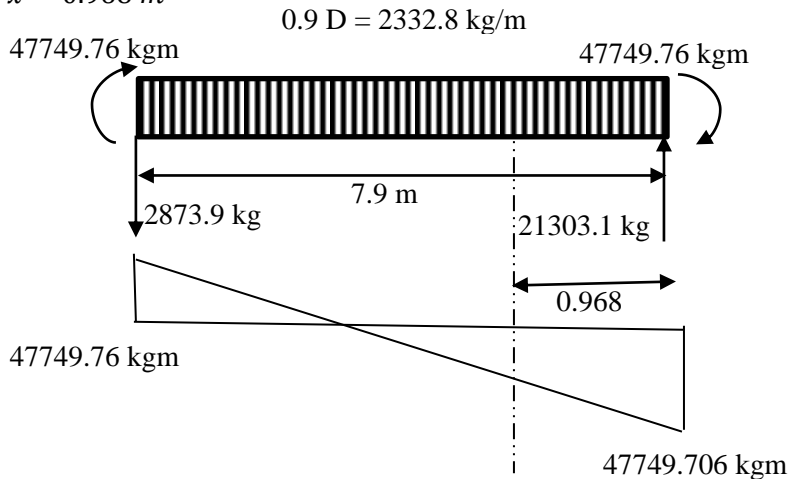
$$M_{pr}(4D25) = 47749.76 \text{ kgm}$$

$$M_{pr}(4D25) = 47749.76 \text{ kgm}$$

$$Q(0.9 D) = 2332.8 \text{ kg/m}$$

$$1166.4 \frac{1}{2} x^2 - 21303.1x + 47749.76 = 36698.19$$

$$x = 0.968 \text{ m}$$



tulangan 4D25 akan dihentikan sejauh:

1. $x + d = 0.968 + 0.532 = 1.5 \text{ m}$ (menentukan)
2. $x + 1.2 d_b = 0.968 + 12 (0.025) = 1.00 \text{ m}$

panjang 1.5 m ini harus lebih panjang dari panjang penyaluran (SNI 03-2847-2013 Psl 12.2.3) yang dihitung dengan rumusan:

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{f_y}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{C + K_{tr}} \frac{d_b}{d_b}$$

Dimana:

$$\psi_t = 1.3 \qquad \psi_e = 1 \qquad Ktr = 0$$

$$\psi_s = 1 \qquad \lambda = 1$$

$$c = \text{faktor yang mewakili sisi penutup terkecil} \\ = 40 + 13 + 25/2 = 65.5 \text{ mm}$$

atau

$$c = \text{setengah spasi pusat ke pusat tulangan lentur} \\ = (1/2 \times 60) + 25 = 55 \text{ mm}$$

Digunakan $c = 55 \text{ mm}$

$$\frac{C + Ktr}{d_b} = \frac{55 + 0}{25} = 2.2$$

$$l_d = \frac{f_y}{1.1\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\frac{C + Ktr}{d_b}} d_b$$

$$l_d = \frac{400}{1.1 \cdot 1 \cdot \sqrt{40}} \frac{1.3 (1)(1)}{2.2} 25 = 849.37 \text{ mm} = 0.849 \text{ m}$$

$$l_d = 0.849 \text{ m} < l = 1.5 \text{ m}$$

Sehingga panjang penyaluran = 0.85 m dan panjang titik putus 4D25 dipasang sepanjang 1.5 m dari muka kolom.

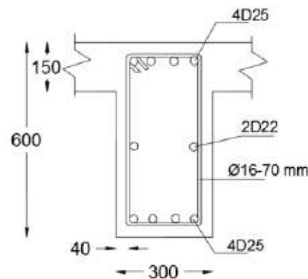
Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkekang dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90 derajat, Idh diambil lebih besar dari:

$$8 d_b = 8 \times 25 = 200 \text{ mm}$$

atau

$$\frac{0.24 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.24 \cdot 400 \cdot 25}{\sqrt{40}} = 379.4 \text{ mm}$$

Sehingga diambil $l_{dh} = 400$ mm masuk kedalam kolom dengan panjang kait $12 d_b = 348 \approx 350$ mm sesuai SNI 03-2847-2013 Pasal 12.5.1.



Gambar 8.2 Penampang Balok Induk

8.2 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk, dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi.

8.2.1 Perencanaan Kolom

Data umum perencanaan kolom :

Dimensi	: 90/90
Tebal decking (d')	: 40 mm SNI 03-2847-2013 ps (7.7)
Tulangan long	: 25 mm
Tulangan sengkang	: 16 mm
Mutu tulangan (f_y)	: 400 MPa
Mutu beton (f'_c)	: 40 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm

Berdasarkan hasil perhitungan SAP didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial : 852268 kg

Momen positif : 65382.91 kgm

Momen negatif : -66181.7 kgm

8.2.2 Kontrol Dimensi Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar $\geq A_g \times \frac{f_c}{10}$, maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi- kondisi sebagai berikut :

- a. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

$$900 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- b. Rasio dimensi besar dari 0.4

$$\text{Rasio } b/h = 900/900 = 1 > 0.4$$

Dari hasil running program didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 852268 kg = 8522680 N

$$8522680 \text{ N} \geq 900 \times 900 \times \frac{40}{10}$$

$$8522680 \text{ N} \geq 3240000 \text{ N} \dots \text{Ok}$$

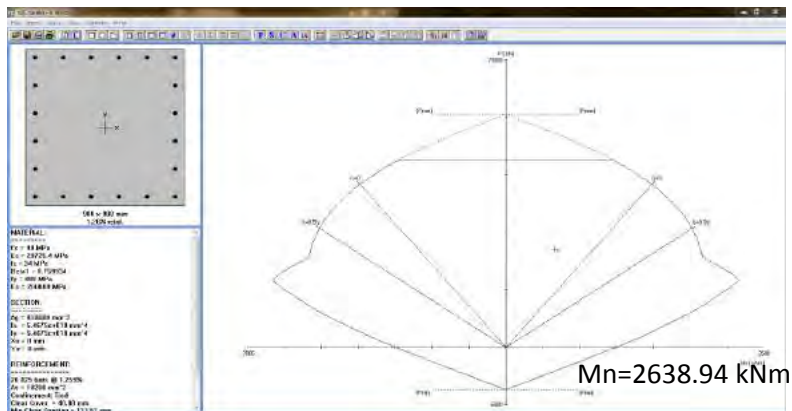
8.2.3 Penulangan Longitudinal Kolom

Beban aksial dan momen yang terjadi pada kolom didapat dari program SAP

Tabel 8.3 Gaya Dalam Pada Kolom

ukuran	aksial – (kg)	momen + (kgm)	momen – (kgm)	M pakai (kgm)
90/90	852268	65382.91	66181.7	66181.7

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL, didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom, yaitu sebagai berikut :

**Gambar 8.3** Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Kolom

8.2.4 Kontrol rasio tulangan longitudinal kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 21.6.3, Luas tulangan memanjang, A_s , tidak boleh kurang dari $0.01 A_g$ atau lebih dari $0.06 A_g$. Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program

PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 20D25, dengan rasio tulangan = 1.26 % (OK).

8.2.5 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom terhadap beban aksial terfaktor

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 8522680 \text{ N}$$

$$\phi = 0.65$$

$$A_g = 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 20 \frac{1}{4} \pi 25^2 = 9817.47 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

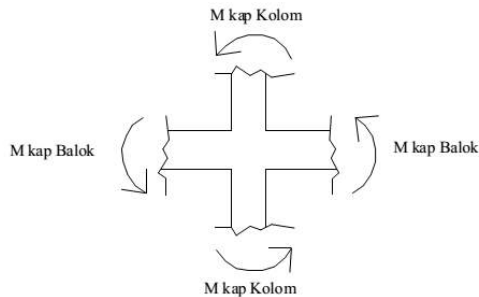
$$\phi P_n = 16189262.23 \text{ N} > P_u = 8522680 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

8.2.6 Persyaratan “Strong Column Weak Beam”

Sesuai dengan filosofi desain kapasitas , maka SNI - 2847-2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana $\sum M_{nc}$ adalah momen kapasitas kolom dan $\sum M_{nb}$ merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa M_{nc} harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat *strong column weak beam*. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



Gambar 8.4 Ilustrasi Kuat Momen Yang Bertemu di Balok

Nilai M_{nc} didapat dari program bantu PCA Col

$$\sum M_{nc} = (2638.94 + 2638.94) = 5277.8 \text{ kNm}$$

Nilai M_{nb} dicari dari jumlah M_{nb}^+ dan M_{nb}^- balok yang menyatu dengan kolom didapat dari M_n di tabel penulangan balok interior. Diperoleh bahwa :

BI

$$M_{nb}^+ = 353.6 \text{ kNm}$$

$$M_{nb}^- = 501.96 \text{ kNm}$$

Sehingga

$$\sum M_{nb} = (353.6 + 501.96) = 855.56 \text{ kNm}$$

Persyaratan *Strong Column Weak Beam*

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Maka :

$$5277.88 \text{ kNm} > 1.2 \times 855.5 = 1026.6 \text{ kNm (Ok)}$$

Sehingga memenuhi Persyaratan “*Strong Column Weak Beam*”

Bila dianggap M_{pr} yaitu momen balance kolom interior diatas dan dibawah lantai 1 sama besar maka :

$$V_e = (2 \times M_{pr})/l_n$$

$$= (2 \times 4195.27)/(4 - 0.6) = 2467.8 \text{ kN}$$

Perhitungan M_{pr} balok :

M_{pr} balok yang digunakan adalah M_{pr} yang saling berlawanan arah. Pada perhitungan ini digunakan M_{pr} dari balok di satu sisi HBK dan M_{pr}^+ dari sisi HBK lainnya dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing (l_1 dan l_2) kolom, maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan M_{pr}

balok sebagai berikut :

Perhitungan M_{pr}^+

$$- M_{pr}^+ = 353.6 \text{ kNm}$$

$$- M_{pr}^- = 501.96 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2 \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_1} + \frac{L_1}{L_1 + L_2}$$

Dimana: $L_1 = 4 \text{ m}$ dan $L_2 = 4 \text{ m}$

Maka:

$$V_u = 2x \frac{353.6 + 501.96}{4} + \frac{4}{4 + 4} = 503.774 \text{ kN}$$

8.2.8 Pengekangan Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.1, ujung-ujung kolom sepanjang l_o harus dikekang oleh tulangan trasversal (A_{sh}) dengan spasi sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.3

$$l_o \geq h = 900 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 3400 = 566.67 \text{ mm}$$

$$\geq 450 \text{ mm}$$

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} \text{ dimensi terkecil kolom} = \frac{1}{4} \times 900 = 225 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 - S_o &= 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \\
 S_o &= 100 + \left(\frac{350 - (0.5x(900 - 2x(40 + 16/2)))}{3} \right) \\
 &= 82 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang (s) = 75 mm

$A_{sh_{min}}$ sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut :

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 0.3 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \\
 A_{sh} &= 0.09 \frac{s b_c f'c}{f_{yt}}
 \end{aligned}$$

Dimana:

S = jarak spasi tulangan transversal (mm)

b_c = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

A_g = luasan penampang kolom (mm²)

A_{ch} = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm²)

F_{yh} = kuat leleh tulangan transversal (Mpa)

Dengan Asumsi:

$S = 75 \text{ mm}$

$b_c = b - 2d' - ds = 900 - 2(16) - 40 = 828 \text{ mm}$

$A_g = 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$

$A_{ch} = (900 - 40)^2 = 739600 \text{ mm}^2$

$F_{yh} = 400 \text{ MPa}$

Maka:

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 0.3 \frac{100(828)(40)}{400} \left[\frac{810000}{739600} - 1 \right] = 558.9 \text{ mm}^2 \\
 A_{sh} &= 0.09 \frac{100 \cdot 828 \cdot 40}{400} = 177.3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan 3D16-75 ($A_{sh} = 603.18 \text{ mm}^2$) > 558.9 mm²

Mengingat beban aksial terfaktor kolom minimal 8522.68 kN > 324 kN, maka V_c

$$\begin{aligned} V_c &= \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d \\ &= \left(1 + \frac{8522680}{14 \times 900 \times 900}\right) \frac{\sqrt{40}}{6} \times 900 \times 828 \\ &= 1375866.7 \text{ N} \\ &= 1375.86 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 3D16 – 75 mm ($A_v = 603.18 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_s f_y d}{s} \\ &= \frac{603.1 \times 400 \times 882}{75} \\ &= 2663668.4 \text{ N} \\ &= 2663.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka :

$$\Phi(V_s + V_c) > V_u$$

$$0.65 (2663.6 + 1375.8) > 503.7 \text{ kN}$$

$$2625.7 \text{ kN} > 503.7 \text{ kN} \dots \text{OK}$$

Ini membuktikan bahwa A_{sh} sudah cukup untuk menahan geser.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom di luar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$- 6 \times d_b = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$$

$$- 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $s = 150 \text{ mm}$.

8.2.9 Panjang Lewatan Sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3, sebagai berikut :

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{fy}{1.1\lambda \sqrt{f'c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{C + Ktr \frac{d_b}{25}}$$

$$l_d = \frac{400}{1.1 \cdot 1 \cdot \sqrt{40}} \frac{1.3 (1)(1)}{2.5} 25 = 747.4 \text{ mm}$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 800 mm.

8.2.10 Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Menurut SNI 03-2847-2013 Pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 8522680 \text{ N}$$

$$T_u = 38792700 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \phi 0.33 \sqrt{f'c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 \sqrt{f'c}}}$$

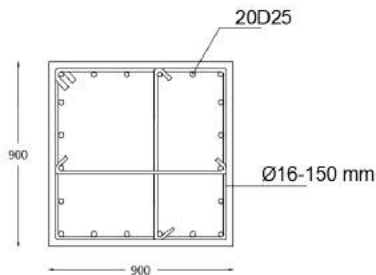
$$T_n = 0.65 \cdot 0.33 \sqrt{40} \left(\frac{810000^2}{3600} \right) \sqrt{1 + \frac{8522680}{0.33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 499621369818.68 \text{ Nmm}$$

$$T_n > T_u$$

$$499621369818 \text{ Nmm} > 38792700 \text{ Nmm}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.



Gambar 8.6 Penulangan Kolom

8.3 Perencanaan Dinding Geser

8.3.1 Data Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki data sebagai berikut :

Tebal dinding	: 40 cm
Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 16 mm
d'	: 360 mm
Mutu tulangan (fy)	: 400 MPa
Mutu beton (f'c)	: 40 Mpa
Tinggi lantai	: 400 cm
Lebar dinding	: 400 cm

Berdasarkan hasil perhitungan SAP didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial	: 20782.22 KN
Momen	: 4714.519 KNm
Gaya geser	: 920.8 KN

8.3.2 Kontrol Ketebalan minimum dinding geser

Menurut SNI-03-2847-2013 Pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

1. $\frac{1}{25} \lambda_c = \frac{1}{25} 4000 = 160 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \text{ ok}$
2. $100 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \text{ ok}$

Jadi, ketebalan *shear wall* 400 mm sudah memenuhi persyaratan

8.3.3 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi $0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.83A_{cv}\sqrt{f'c}$$

$$573.96 \text{ Kn} < 0.83(40 \times 400) \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$573.96 \text{ Kn} < 8399.009 \text{ Kn} \dots \text{Ok}$$

8.3.4 Penulangan Geser Shear Wall

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI-03-2847-2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu :

- a. Berdasarkan SNI-03-2847-2013 Pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi $0.17 \times A_{vc} \times \sqrt{f'c}$

$$V_u < 0.17 \times 40 \times 400 \times \frac{\sqrt{40}}{10}$$

$$573.96 \text{ KN} < 1720.27 \text{ KN}$$

- b. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 Pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.
400 mm > 250 mm

Berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

8.3.5 Penulangan Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding structural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$V_u < V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{68}{4} = 17 > 2 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.17$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan $s = 200 \text{ mm}$ pada arah vertikal dan horizontal

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{360 \times 200} = 0.0055$$

$$V_n = 400 \times 4000 [0.17\sqrt{40} + 0.0055 \times 400] = 5294713 \text{ N}$$

$$V_u < V_n$$

$$573.96 \text{ KN} < 5294.7 \text{ KN} \quad \text{Ok}$$

8.3.6 Kontrol Rasio tulangan Vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.4 : Rasio tulangan Vertikal (ρ_l) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.2 : Rasio tulangan horizontal (ρ_t) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ($A_s = 402.12 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan :

$$\rho_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2}{360 \times 200} = 0.0055 > 0.0025$$

8.3.7 Kontrol Spasi tulangan Vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 21.9.1 : Spasi tulangan vertikal dan tulangan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.3 : Spasi tulangan Horizontal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{5} = 800 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

- Menurut SNI 03 2847 2013 Pasal 11.9.9.5 : Spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih dari :

$$s \leq \frac{Lw}{3} = 1333 \text{ mm}$$

$$s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 200 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

8.3.8 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari $0.2f'_c$. SNI 03 2847 2013 Pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0.2 f'_c$$

$$\frac{4714.5 \times 10^6}{\frac{1}{6} \times 400 \times 4000^2} + \frac{20782.2 \times 10^3}{400 \times 4000} > 0.2 \times 40$$

$$17.4 \text{ MPa} > 6 \text{ MPa} \quad (\text{Butuh Komponen Batas})$$

$$c > \frac{lw}{600(\frac{\delta u}{hw})} ; \frac{\delta u}{hw} > 0.007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{62.9}{68000} = 0.0009 < 0.007$$

$$A_s \text{ total} = 8846.72 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_{cx} \times b} = \frac{8846.72 \times 400}{0.85 \times 40 \times 400} = 260.19 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{260.19}{0.76} = 340.44 \text{ mm}$$

$$340.44 \text{ mm} > \frac{4000}{600(0.007)}$$

$$340.44 \text{ mm} < 952.3 \text{ mm} \text{ (tidak butuh komponen batas)}$$

Berdasarkan 2 syarat diatas salaj satu syrat mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 03 2847 2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada $(c - 0.1l_w)$ dan $c/2$

$$C - 0.1 L_w = 340.44 - 0.1(4000) = -59 \text{ mm}$$

$$C/2 = 340.44/2 = 170.29 \text{ mm}$$

Dan dipasang secara vertikal dengan jarak terbesar antara :

$$\begin{aligned} L_w &= 4 \text{ m} \\ \mu_u/4V_u &= 4714.59/4 \times 920.8 \\ &= 1.28 \text{ m} \end{aligned}$$

Jadi komponen batas harus dipasang minimal sejauh 170.29 mm, untuk memudahkan pemasangan komponen batas dipasang hingga 200 mm arah horizontal, dan dipasang setinggi 4 m untuk arah vertikal.

8.3.9 Penulangan pada Komponen Batas

Digunakan tulangan transversal dengan diameter 16 mm untuk arah penulangan komponen batas

dimana s tidak boleh lebih besar dari:

$$- \frac{1}{4} h = \frac{1}{4} \times 400 = 100 \text{ mm}$$

$$- 6 \times d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left(\frac{350 - (0.5 \times (400 - 2 \times (40 + 16/2)))}{3} \right) \\ = 166 \text{ mm}$$

Dimana S_o tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Diambil $s = 100 \text{ mm}$

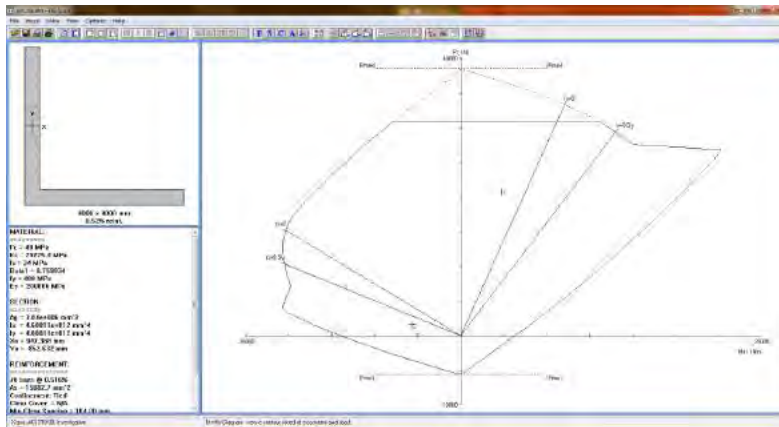
$$A_{xh} = \frac{0.09 \times s \times h_c \times f'_c}{f_y} = \frac{0.09 \times 100 \times 304 \times 40}{400} \\ = 273.6 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang 2kaki D16 - 100

$$A_s = 402.12 \text{ mm}^2 > 273.6 \text{ mm}^2$$

8.3.10 Cek Desain Shearwall Dengan spColumn

Dengan menggunakan program bantu spColumn didapat analisa penampang shearwall terhadap gaya aksial dan Momen yang terjadi sebagai berikut :



Gambar 8.7 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Shearwall

Berdasarkan hasil Analisa spColumn, penampang shearwall dengan penulangan 2D16-200 dapat menahan gaya aksial dan momen yang terjadi

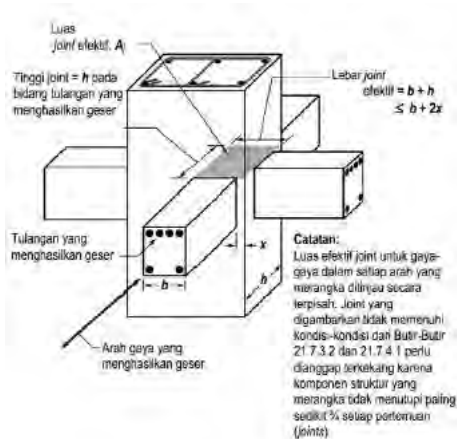
8.4 Hubungan Balok Kolom

Sesuai dalam ketentuan yang telah diatur oleh SNI bahwa suatu joint telah diatur secara lengkap dalam SNI 03-2847-2013 pasal 21.7 yaitu mengenai *joint* rangka momen khusus. Dimana dalam suatu *joint* telah dijelaskan dalam pasal 21.7.3.2 telah dijelaskan bahwa komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi joint bilamana setiap lebar komponen struktur adalah paling sedikit ($\frac{3}{4}$) lebar kolom harus dipasang tulangan trnsversal sedikitnya setengah dari yang diisyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4(a) dan (b) dan s lebih kecil dari 150 mm.

Kekuatan geser nominal (V_n) untuk beton berat normal dalam SNI pasal 21.7.4 telah disebutkan bahwa V_n *joint* tidak boleh diambil lebih besar dari nilai yang ditetapkan sebagai berikut :

- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka, $V_n = 1.7x\sqrt{f'c} A_j$

- Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan, $V_n = 1.2x\sqrt{f'c} A_j$
- Untuk kasus-kasus lainnya, $V_n = 1x\sqrt{f'c} A_j$



Gambar 8.8 Hubungan Balok Kolom

8.4.1 Hubungan Balok Kolom

Pada perencanaan hubungan balok kolom terdapat beberapa jenis hubungan balok kolom, yaitu terdapat dalam tabel berikut.

Tabel 8.4 Tipe HBK

Tipe	sisi terkekang	Pengekang			
		BI	BI	BI	BI
A	4	BI	BI	BI	BI
B	3	BI	BI	BI	
C	2	BI	BI		

8.4.2 Tulangan Transversal pada HBK

Terdapat beberapa jenis kolom, sehingga pada perhitungan hubungan balok kolom diambil salah satu jenis kolom pada salah satu tipe hubungan balok kolom.

Tabel 8.5 HBK Tipe A Kolom 90/90

	B	H	($\frac{3}{4} h$)	$b > (\frac{3}{4} h \text{ kolom})$
K (mm)	900	900		
BI (mm)	300	600	675	Lebih kecil

Pada hubungan balok kolom tipe A tersebut bertemu 4 balok, tetapi menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.3.2, lebar balok harus lebih besar dari $\frac{3}{4} h$ kolom sedangkan b balok lebih kecil dari $\frac{3}{4} h$ kolom sehingga digunakan tulangan sengkang tertutup praktis dengan menggunakan Ash ujung kolom untuk HBK yaitu 3D16-75 mm. untuk tipe Kolom lainnya digunakan tulangan sengkang sebagai berikut :

Tabel 8.6 Tulangan Pada HBK

Kolom	Tulangan Sengkang
K 80/80	3D16 - 90 mm
K 70/70	3D16 - 100 mm
K 60/60	3D16 - 100 mm

8.4.3 Cek Geser pada HBK

Pada data hubungan balok kolom tipe A yang telah tersebut diatas, didapat dimensi hbk, yaitu:

$$\begin{aligned} b &= b \text{ balok} &= 300 \text{ mm} \\ h &= h \text{ kolom} &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

sehingga:

$$A_j = b \times h = 270000 \text{ mm}^2$$

$$F'_c = 40 \text{ MPa}$$

kuat geser terkekang 4 sisi

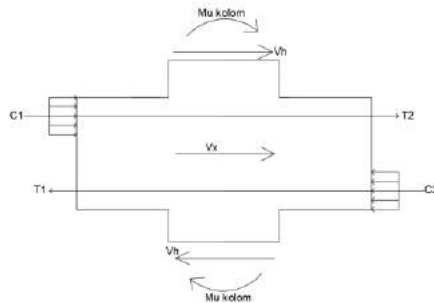
$$V_n = 1.7x\sqrt{f'_c} A_j = 1.7x\sqrt{40}x270000 = 290297.1 \text{ N}$$

kuat geser terkekang 3 atau 2 sisi

$$V_n = 1.2x\sqrt{f'_c} A_j = 1.2x\sqrt{40}x270000 = 2049155.9 \text{ N}$$

(V_x)Gaya geser di joint = T₁ + T₂ - V_h

Balok Memanjang lantai 1-14 (5D25 dan 4D25)



Gambar 8.9 Gaya geser pada HBK

$$T_1 = 1.25.f_y.A_s^+ = 1.25 \times 400 \times 2454.37 = 1227184.6 \text{ N}$$

$$T_2 = 1.25.f_y.A_s^- = 1.25 \times 400 \times 1963.49 = 981747.7 \text{ N}$$

$$V_h = \frac{M_{kolom}}{l_n} = \frac{\frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{2}}{l_n} = \frac{\frac{58210.7 + 47749.77}{2}}{3.4} = 76855.1 \text{ kgm}$$

$$V_x = 175684.3 \text{ kg} < V_n \quad \text{Ok}$$

Dengan menggunakan perhitungan yang sama untuk semua tipe hubungan balok kolom, didapatkan hasil semua hubungan balok kolom yang direncanakan memenuhi persyaratan. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel

Tabel 8.7 Geser Pada HBK Tipe A

Tipe A				
K80/80	b	h	$\frac{3}{4} h_{\text{kolom}}$	
BI	300	600	600	
V _n	$V_n = 1.7x\sqrt{f'c} A_j =$	2580418.57 N		
V _u	175684.32	N	< V _n	Ok
K70/70	B	h	$\frac{3}{4} h_{\text{kolom}}$	
BI	300	600	525	
V _n	$V_n = 1.7x\sqrt{f'c} A_j =$	225786.6 N		
V _u	175684.32	N	< V _n	Ok
K60/60	B	H	$\frac{3}{4} h_{\text{kolom}}$	
BI	300	600	450	
V _n	$V_n = 1.7x\sqrt{f'c} A_j =$	193531.39 N		
V _u	136174.6	N	< V _n	Ok

Tabel 8.8 Geser Pada HBK Tipe B

Tipe B				
K90/90	b	h	$\frac{3}{4} h_{\text{kolom}}$	
BI	300	600	675	
V _n	$V_n = 1.2x\sqrt{f'c} A_j =$	204915.59 N		
V _u	175684.3	N	< V _n	Ok
K80/80	b	H	$\frac{3}{4} h_{\text{kolom}}$	
BI	300	600	600	
V _n	$V_n = 1.2x\sqrt{f'c} A_j =$	182147.19 N		
V _u	175684.32	N	< V _n	Ok

K70/70	B	h	3/4 h _{kolom}	
BI	300	600	525	
V _n	$V_n = 1.2x\sqrt{f'c} A_j =$	159378.79 N		
V _u	136174.5	N	< V _n	Ok
K60/60	B	H	3/4 h _{kolom}	
BI	300	600	450	
V _n	$V_n = 1.2x\sqrt{f'c} A_j =$	136610.3 N		
V _u	136174.6	N	< V _n	Ok

BAB IX

PERENCANAAN PONDASI

9.1 Umum

Dalam Perencanaan struktur gedung, pondasi merupakan salah satu bagian penting yang harus dikontrol. Pada bab ini akan dilakukan perhitungan dan kontrol kebutuhan pondasi. Kontrol yang akan dilakukan meliputi kontrol terhadap elemen tanah, tiang pancang dan pilecap yang menjadi dasar dari pondasi tersebut.

9.2 Pondasi Kolom dan Shear wall

Beban struktur yang bekerja pada kolom dan shear wall menentukan bagaimana perencanaan pondasi akan dilakukan. Beban yang bekerja pada pondasi adalah kombinasi beban terbesar yang didapat dari program bantu SAP yang dapat dilihat pada tabel 9.1

Tabel 9.1 Gaya Dalam Pada Kolom

KOLOM	Pu	Hx	Hy	Mux	Muy
	kg	kg	kg	kgm	kgm
P1	322381	8169	4871	18681	37556
P2	348346	8166	4240	19358	37098
P3	505346	3825	437	29874	22345
P4	616901	7775	8888	23875	36935
P5	616779	7707	3167	30282	36421
P6	440965	7719	7716	20379	27170
P7	665411	3165	3383	51561	21214
P8	723027	8458	15368	45254	37558
P9	722913	8335	8235	53220	36999
P10	641760	5826	13496	38501	24521
P11	703246	3058	5103	61010	21055
P12	683165	8305	17905	55513	37278
P13	684359	8189	10590	63702	36736
P14	694702	5383	15282	47902	23731
P15	700262	3289	4520	57891	21581
P16	676584	8288	17082	52080	37186
P17	677963	8176	9761	60274	36655
P18	688263	5270	14690	44788	23492
P19	599381	3890	2479	41164	22915
P20	661459	8389	11903	36110	37238
P21	661656	8290	6459	42166	36724
P22	585289	5292	10680	30561	23624
P23	445322	6035	3468	25672	26320
P24	463203	6307	5726	22989	25168
P25	391270	4412	4831	21958	30877
P26	362253	4935	5929	20859	30781

Tabel 9.2 Gaya Dalam Pada Shear wall

KOLOM	Pu	Hx	Hy	Mux	Muy
	kg	kg	kg	kgm	kgm
Sw 4m 1x	786460	24654	39801	2076	13923
Sw 4m 2x	851354	25785	45826	2859	15590
Sw 4m 3x	925945	8480	48674	2210	12203
Sw 4m 4x	999938	9081	46689	3610	12994
Sw 4m 1y	966793	106399	-1685	11168	6452
Sw 4m 2y	1011142	62524	-3549	9726	6690
Sw 4m 3y	862914	89634	19165	5401	5217
Sw 4m 4y	962348	58399	21759	4285	5815
Sw 3m 1	1072516	2993	20513	1655	10758
Sw 3m 2	895470	3401	7035	31	11470
Sw 3m 3	768441	5694	21003	1079	14903

9.2.1 Spesifikasi Tiang Pancang

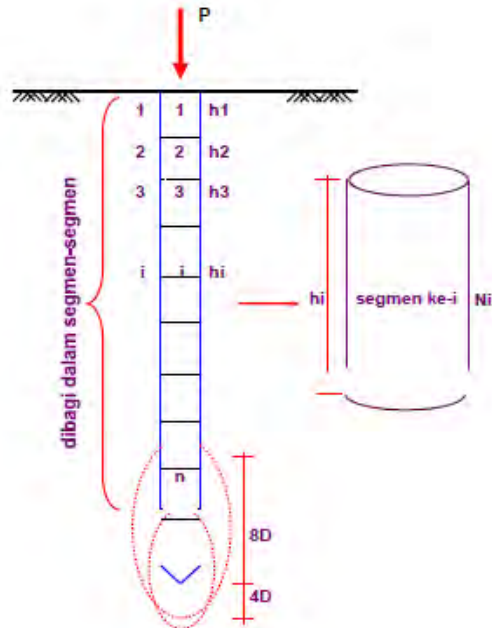
Perencanaan pondasi gedung ini menggunakan pondasi tiang pancang jenis *prestressed spun pile* Produk dari PT. Wijaya Karya Beton. Spesifikasi tiang pancang yang digunakan adalah sebagai berikut:

- *Outside diameter* = 800 mm
- *Wall Thickness* = 120 mm
- *Kelas* = A1
- *Concret cross section* = 2564 cm²
- *Unit weight* = 641 kg/m
- *Bending Moment crack* = 40.7 tm
- *Bending moment ultimate* = 63.6 tm
- *Allowable axial load* = 415 ton

9.2.2 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung SPT dari lapangan dikoreksi terlebih dahulu terhadap data SPT asli. Metode perhitungan menggunakan cara dari *Terzaghi Bazaraa* 1960, adapun perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Koreksi terhadap muka air tanah
 Khusus untuk tanah berpasir halus, pasir berlanau, dan pasir berlempung, yang berada dibawah muka air tanah dan hanya bila $N > 15$:
 - a. $N_1 = 15 + \frac{1}{2}(N-15)$
 - b. $N_1 = 0.6 N$
 Kemudian pilih harga N_1 yang terkecil
2. Koreksi terhadap Overburden
 Dari harga N_1 dikoreksi lagi untuk pengaruh tekanan tanah vertikal
 $N_2 = 4N_1 / (1 + 0.4 P_o)$ untuk $P_o < 7.5$ ton
 $N_2 = 4N_1 / (3.25 + 0.1 P_o)$ untuk $P_o > 7.5$ ton
 Tiang pancang dibagi menjadi n segmen, seperti gambar berikut



Gambar 9.1 Pembagian segmen tiang pancang

$$P_{ult} = C_n \cdot A_{ujung} + \sum C_{li} \cdot A_{si}$$

Dimana:

C_{li} = hambatan geser tiang pada segmen i

C_{li} = f_{si}

A_{si} = Luas selimut tiang

O_i = keliling tiang

C_n = 40 N

Harga N merupakan rata-rata $N/2$ 4D dibawah ujung sampai 8D diatas ujung tiang.

$$C_{li} = f_{si} \cdot O_i / 2$$

Sehingga:

$$P_{ult \text{ tiang}} = 40 \text{ N} \cdot A_{ujung} + \sum (N_i / 2) \cdot A_{si}$$

$$P_{ijin \text{ tiang}} = P_{ult} / SF, \text{ dengan } SF = 3$$

Cara menentukan kedalaman tiang pancang:

beban aksial yang diijinkan 1 tiang pancang berdasar kan spesifikasi adalah 415 ton. Sehingga daya dukung tanah minimal adalah setengah dari beban aksial yang diijinkan oleh 1 tiang, yaitu 207.5 ton. Sehingga dipilih kedalaman 39.5 m, karena pada kedalaman tersebut daya dukung tanah sebesar 204.5 ton. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 9.3 Daya Dukung Tanah

Depth	N	L/P	N >15	γ_{sat}	γ_{e}	p_o	N Corr	N rata2	Pujung	f_{si}	Rsi	Sigma Rsi	Pult	$f_{jin} = \text{Pult}/3$
(m)	blow/ft		d	(t/m3)	(t/m3)	(ton/m2)		ujung	(ton)	(ton/m2)	(ton)	(ton)	P uju + S	F=3 ; (ton)
1	0	L	0	1.27	0.27	0.135	0	2	40.212	0	0	0	40.212	
1.5	0	L	0	1.27	0.27	0.27	0	4	80.425	0	0	0	80.425	
2	3	p	3	1.27	0.27	0.405	10.33	6.8	136.72	1.2	1.508	1.508	138.23	46.0767
2.5	5	p	5	1.27	0.27	0.54	16.45	8.67	174.25	2	2.5133	4.0212	178.27	59.425
3	9	p	9	1.324	0.324	0.702	28.11	10	201.06	3.6	4.5239	8.5451	209.61	69.869
3.5	9	p	9	1.324	0.324	0.864	26.75	12.571	252.76	3.6	4.5239	13.069	265.83	88.6109
4	9	p	9	1.324	0.324	1.026	25.52	15.143	304.47	3.6	4.5239	17.593	322.06	107.353
4.5	9	p	9	1.324	0.324	1.188	24.4	17.143	344.68	3.6	4.5239	22.117	366.79	122.265
5	9	p	9	1.463	0.463	1.4195	22.96	18.571	373.4	3.6	4.5239	26.641	400.04	133.347
5.5	10	p	10	1.463	0.463	1.651	24.09	20.286	407.87	4	5.0265	31.667	439.54	146.512
6	10	p	10	1.463	0.463	1.8825	22.82	21.143	425.1	4	5.0265	36.694	461.8	153.932
6.5	15	p	15	1.463	0.463	2.114	32.51	21.917	440.67	6	7.5398	44.234	484.9	161.634
7	20	p	12	1.51	0.51	2.369	24.65	22.533	453.04	4.8	6.0319	50.265	503.31	167.77
7.5	20	p	12	1.51	0.51	2.624	23.42	23.004	462.52	4.6838	5.8859	56.151	518.67	172.891
8	20	p	12	1.51	0.51	2.879	22.31	22.476	451.9	4.4618	5.6069	61.758	513.66	171.219

8.5	20	p	12	1.51	0.51	3.134	21.3	21.99	442.14	4.2599	5.3531	67.111	509.25	169.749
9	16	p	9.6	1.51	0.51	3.389	16.3	19.848	399.06	3.2603	4.097	71.208	470.27	156.756
9.5	17	p	10.2	1.51	0.51	3.644	16.6	18.48	371.56	3.3203	4.1724	75.381	446.94	148.981
10	16	p	9.6	1.51	0.51	3.899	15	18.029	362.5	3.0005	3.7705	79.151	441.65	147.217
10.5	16	p	9.6	1.51	0.51	4.154	14.43	17.833	358.56	2.8855	3.626	82.777	441.34	147.113
11	14	p	14	1.51	0.51	4.409	20.26	17.679	355.46	4.0527	5.0928	87.87	443.33	147.776
11.5	15	p	15	1.51	0.51	4.664	20.94	17.249	346.81	4.1876	5.2623	93.132	439.94	146.648
12	15	p	15	1.51	0.51	4.919	20.22	16.823	338.25	4.0437	5.0814	98.214	436.46	145.488
12.5	17	p	10.2	1.51	0.51	5.174	13.29	16.775	337.27	2.6583	3.3406	101.55	438.83	146.276
13	18	p	10.8	1.51	0.51	5.429	13.62	16.643	334.64	2.7242	3.4233	104.98	439.61	146.538
13.5	20	p	12	1.51	0.51	5.684	14.66	15.523	312.11	2.9326	3.6852	108.66	420.78	140.259
14	19	p	11.4	1.51	0.51	5.939	13.51	14.887	299.32	2.7017	3.3951	112.06	411.38	137.127
14.5	18	p	10.8	1.51	0.51	6.194	12.42	14.254	286.58	2.4845	3.1221	115.18	401.76	133.921
15	15	p	15	1.81	0.81	6.599	16.49	13.739	276.23	3.2971	4.1432	119.32	395.56	131.852
15.5	15	p	15	1.81	0.81	7.004	15.78	13.324	267.89	3.1566	3.9667	123.29	391.18	130.393
16	16	p	9.6	1.81	0.81	7.409	9.688	12.745	256.25	1.9376	2.4349	125.72	381.97	127.324
16.5	18	p	10.8	1.81	0.81	7.814	10.72	12.482	250.97	2.1432	2.6932	128.42	379.39	126.463

17	18	p	10.8	1.81	0.81	8.219	10.61	12.606	253.47	2.1219	2.6664	131.08	384.55	128.184
17.5	20	p	12	1.81	0.81	8.624	11.67	14.176	285.02	2.3344	2.9335	134.02	419.04	139.681
18	23	P	13.8	1.81	0.81	9.029	13.29	16.78	337.38	2.6584	3.3406	137.36	474.74	158.247
18.5	48	P	28.8	1.81	0.81	9.434	27.47	20.209	406.32	5.4943	6.9044	144.26	550.58	183.528
19	60	P	36	1.81	0.81	9.839	34.01	22.73	457.02	6.8022	8.5479	152.81	609.83	203.277
19.5	60	P	36	1.81	0.81	10.244	33.69	24.127	485.11	6.7378	8.467	161.28	646.39	215.462
20	51	P	30.6	1.81	0.81	10.649	28.37	23.895	480.44	5.6734	7.1294	168.41	648.85	216.282
20.5	37	P	22.2	1.81	0.81	11.054	20.39	23.423	470.96	4.0777	5.1242	173.53	644.49	214.83
21	11	P	11	1.486	0.486	11.297	10.05	21.176	425.78	2.0093	2.5249	176.06	601.83	200.612
21.5	11	P	11	1.486	0.486	11.54	9.991	17.704	355.96	1.9982	2.511	178.57	534.52	178.174
22	13	P	13	1.486	0.486	11.783	11.74	14.729	296.15	2.3485	2.9513	181.52	477.66	159.221
22.5	18	P	10.8	1.486	0.486	12.026	9.702	12.581	252.95	1.9404	2.4384	183.96	436.91	145.637
23	24	P	14.4	1.486	0.486	12.269	12.87	11.259	226.38	2.5732	3.2336	187.19	413.57	137.857
23.5	25	P	15	1.486	0.486	12.512	13.33	11.708	235.4	2.666	3.3501	190.54	425.94	141.981
24	21	P	12.6	1.486	0.486	12.755	11.14	10.905	219.26	2.2274	2.799	193.34	412.6	137.535
24.5	15	P	15	1.486	0.486	12.998	13.19	9.9734	200.53	2.6375	3.3144	196.65	397.18	132.394
25	5	P	5	1.486	0.486	13.241	4.372	9.4527	190.06	0.8745	1.0989	197.75	387.81	129.27

25.5	6	P	6	1.486	0.486	13.484	5.219	8.8444	177.83	1.0438	1.3117	199.06	376.89	125.63
26	7	P	7	1.486	0.486	13.727	6.057	8.5304	171.51	1.2114	1.5223	200.59	372.1	124.033
26.5	10	P	10	1.486	0.486	13.97	8.608	8.3997	168.89	1.7215	2.1634	202.75	371.64	123.879
27	13	P	13	1.486	0.486	14.213	11.13	7.9686	160.22	2.2264	2.7977	205.55	365.77	121.922
27.5	12	P	12	1.486	0.486	14.456	10.22	9.0302	181.56	2.0445	2.5692	208.12	389.68	129.894
28	12	P	12	1.486	0.486	14.699	10.17	10.082	202.71	2.0339	2.5559	210.67	413.39	137.796
28.5	14	P	14	1.486	0.486	14.942	11.8	10.862	218.4	2.3608	2.9666	213.64	432.04	144.012
29	25	P	15	1.486	0.486	15.185	12.58	11.412	229.45	2.5165	3.1623	216.8	446.25	148.751
29.5	23	P	13.8	1.486	0.486	15.428	11.52	12.3	247.31	2.3035	2.8946	219.7	467.01	155.669
30	25	P	15	1.486	0.486	15.671	12.46	12.836	258.09	2.4911	3.1304	222.83	480.92	160.307
30.5	21	L	21	1.486	0.486	15.914	17.35	13.604	273.53	8.6752	10.902	233.73	507.25	169.085
31	17	L	17	1.483	0.483	16.1555	13.98	13.778	277.03	6.9879	8.7813	242.51	519.54	173.18
31.5	19	L	19	1.483	0.483	16.397	15.54	13.717	275.79	7.7714	9.7659	252.28	528.07	176.022
32	16	L	16	1.483	0.483	16.6385	13.02	13.568	272.81	6.5122	8.1835	260.46	533.27	177.756
32.5	15	L	15	1.483	0.483	16.88	12.15	13.279	266.99	6.0753	7.6345	268.09	535.08	178.36
33	13	L	13	1.483	0.483	17.1215	10.48	12.283	246.96	5.2397	6.5844	274.68	521.64	173.88
33.5	13	L	13	1.483	0.483	17.363	10.43	11.762	236.49	5.2143	6.5525	281.23	517.72	172.572

34	13	L	13	1.483	0.483	17.6045	10.38	11.123	223.64	5.1892	6.5209	287.75	511.39	170.463
34.5	13	L	13	1.483	0.483	17.846	10.33	10.836	217.87	5.1643	6.4896	294.24	512.11	170.705
35	14	L	14	1.483	0.483	18.0875	11.07	10.667	214.47	5.535	6.9554	301.2	515.66	171.888
35.5	14	L	14	1.483	0.483	18.329	11.02	10.729	215.72	5.5087	6.9224	308.12	523.83	174.611
36	14	L	14	1.483	0.483	18.5705	10.97	10.791	216.96	5.4826	6.8897	315.01	531.97	177.323
36.5	14	L	14	1.483	0.483	18.812	10.91	10.632	213.77	5.4568	6.8572	321.87	535.64	178.545
37	14	L	14	1.483	0.483	19.0535	10.86	10.584	212.81	5.4313	6.8251	328.69	541.5	180.499
37.5	12	L	12	1.483	0.483	19.295	9.267	10.642	213.98	4.6337	5.8228	334.51	548.49	182.83
38	13	L	13	1.483	0.483	19.5365	9.993	11.027	221.71	4.9965	6.2788	340.79	562.5	187.5
38.5	15	L	15	1.483	0.483	19.778	11.48	11.302	227.23	5.7386	7.2113	348	575.24	191.745
39	18	L	18	1.483	0.483	20.0195	13.71	11.791	237.07	6.8546	8.6137	356.62	593.69	197.896
39.5	17	L	17	1.483	0.483	20.261	12.89	12.386	249.03	6.4442	8.098	364.72	613.74	204.581

9.2.3 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang yang dibutuhkan dalam satu kolom didapar dengan membagi beban aksial dan daya dukung ijin satu tiang. Perhitungan ditunjukkan pada tabel 9.4.

$$n = \frac{P_n}{P_{ijin}}$$

Terdapat beberapa tipe susuan tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang dipikulnya. Jumlah tiang pancang direncanakan jarak nya sesuai dengan yang diijinkaan. Tebal poer yang direncanakan pada tiang pancang group sebesar 1 meter.

- Jarak antar tiang :
 - $2.5 D \leq S$
 - $2.5 \times 80 \leq S$
 - $180 \text{ cm} \leq S$
 - Digunakan jarak antar tiang = 200 cm
- Jarak tepi tiang pancang :
 - $1 D \leq S1$
 - $1 \times 80 \leq S1$
 - $80 \text{ cm} \leq S1$
 - Digunakan jarak tiang ke tepi = 80 cm

Tabel 9.4 Kebutuhan Tiang Pancang Kolom

No	Titik kolom	Pu (kg)	Hx (kg)	Hy (kg)	Mux (kgm)	Muy (kgm)	Daya dukung	tiang (n)
P1	153	322381	8169	4871	18681	37556	204.5	2
P2	115	348346	8166	4240	19358	37098	204.5	2
P3	1312	505346	3825	437	29874	22345	204.5	3
P4	1217	616901	7775	8888	23875	36935	204.5	4
P5	1179	616779	7707	3167	30282	36421	204.5	4
P6	1084	440965	7719	7716	20379	27170	204.5	3
P7	1578	665411	3165	3383	51561	21214	204.5	4
P8	1483	723027	8458	15368	45254	37558	204.5	4
P9	1445	722913	8335	8235	53220	36999	204.5	4
P10	1350	641760	5826	13496	38501	24521	204.5	4
P11	1844	703246	3058	5103	61010	21055	204.5	4
P12	1749	683165	8305	17905	55513	37278	204.5	4
P13	1711	684359	8189	10590	63702	36736	204.5	4
P14	1616	694702	5383	15282	47902	23731	204.5	4
P15	2110	700262	3289	4520	57891	21581	204.5	4
P16	2015	676584	8288	17082	52080	37186	204.5	4
P17	1977	677963	8176	9761	60274	36655	204.5	4
P18	1882	688263	5270	14690	44788	23492	204.5	4
P19	2376	599381	3890	2479	41164	22915	204.5	3
P20	2281	661459	8389	11903	36110	37238	204.5	4
P21	2243	661656	8290	6459	42166	36724	204.5	4
P22	2148	585289	5292	10680	30561	23624	204.5	3
P23	2642	445322	6035	3468	25672	26320	204.5	3
P24	2414	463203	6307	5726	22989	25168	204.5	3
P25	3896	391270	4412	4831	21958	30877	204.5	2
P26	3820	362253	4935	5929	20859	30781	204.5	2

Tabel 9.5 Kebutuhan Tiang Pancang Gabungan SW Tipe 1

Titik	Pu	Hx	Hy	Mux	Muy	Daya dukung (t)	tiang (n)
	kg	kg	kg	kgm	kgm		
Sw 4m 1x	24654	39801	786460	2076	13923	204.5	34.6
Sw 4m 2x	25785	45826	851354	2859	15590	204.5	
Sw 4m 1y	106399	-1685	966793	11168	6452	204.5	
Sw 4m 3y	89634	19165	862914	5401	5217	204.5	
P1	8169	4871	322381	18681	37556	204.5	
P2	8166	4240	348346	19358	37098	204.5	
P3	3825	437	505346	29874	22345	204.5	
P4	7775	8888	616901	23875	36935	204.5	
P5	7707	3167	616779	30282	36421	204.5	
P6	7719	7716	440965	20379	27170	204.5	
sw 3m 3	5694	21003	768441	1079	14903	204.5	

Tabel 9.6 Kebutuhan Tiang Pancang Gabungan SW Tipe 2

Titik	Pu	Hx	Hy	Mux	Muy	Daya dukung (t)	tiang (n)
	kg	kg	kg	kgm	kgm		
Sw 4m 3x	8479.81	48674	925945	2210	12203	204.5	36.8
Sw 4m 4x	9080.87	46688.6	999938	3609	12993	204.5	
Sw 4m 2y	62523.8	3548.96	1011142	9725	6689	204.5	
Sw 4m 4y	58399.5	21758.7	962347	4285	5814	204.5	
P23	6034.76	3467.91	445322	25672	26319	204.5	
P24	6307.36	5725.57	463203	22989	25168	204.5	
P25	4411.65	4831.49	391269	21958	30877	204.5	
P26	4935.42	5928.62	362252	20859	30780	204.5	
sw 3m 2	3401.1	7034.7	895469	2145	11469	204.5	
sw 3m 1	2993.22	20513.4	1072516	1655	10757	204.5	

Untuk beberapa titik kolom dan shearwall, dilakukan penggabungan pilecap antara shear wall dan kolom yang dikarenakan jarak kolom dan shearwall terlalu dekat, berikut titik titik kolom yang pile capnya digabungkan :

Tabel 9.7 Tipe-tipe kombinasi Tiang Pancang

Tipe	Titik	Kebutuhan tiang (n)	Dipakai jumlah tiang (n)
Tipe 1	P7 P10 P11 P14 P15 P18 P19 P22	3 dan 4	4
Tipe 2	P5 dan P4 P9 dan P 8 P12 dan P13 P16 dan P17 P20 dan P21	8	8
Sw Tipe 1	Sw 4m 1x Sw 4m 2x Sw 4m 1y Sw 4m 3y Sw 3m 3 P1 P2 P3 P4 P5 P6	34.6	36
Sw Tipe 2	Sw 4m 3x Sw 4m 4x Sw 4m 2y Sw 4m 4y Sw 3m 1 Sw 3m 2 P23 P24 P25 P26	36.8	40

- Perhitungan Daya Dukung Tiang Kelompok:

Untuk daya dukung pondasi kelompok harus dikoreksi terlebih dahulu dengan apa yang disebut koefisien efisiensi (η). Daya dukung pondasi kelompok menurut Converse Labarre.

Efisiensi :

$$(\eta) = 1 - \left\{ \arctg \left(\frac{D}{S} \right) \left(\frac{(m-1).n + (n-1).m}{90.m.n} \right) \right\}$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah baris tiang pancang dalam group

n = jumlah kolom tiang pancang dalam group

$Q_L (\text{group}) = Q_L (1 \text{ tiang}) \times n \times \eta$

Hasil dari $Q_L (\text{group}) > P$ yang terjadi (OK). Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel

Tabel 9.8 Kontrol Daya dukung tiang Kelompok

Tipe tiang group	Jumlah tiang	V maks	D	S	m	n	η	QL group	Syarat
		ton	m	m					$Q_L g > P_u$
Tipe 1	4	703	0.8	2	2	2	0.99577	814.863	Ok
Tipe 2	8	1446	0.8	2	2	2	0.99577	1629.73	Ok
SW Tipe 1	36	7087	0.8	2	9	4	0.99281	7313.87	Ok
SW Tipe 2	40	7529	0.8	2	10	4	0.99281	8126.14	Ok

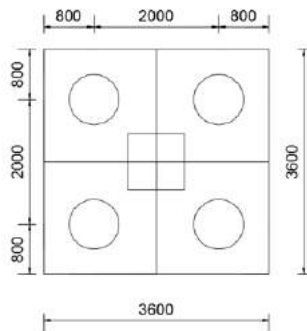
9.2.4 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang. Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan :

$$P_{max} = \frac{V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{\Sigma Y^2} \leq P_{ijin} \text{ (1 tiang)}$$

Kontrol dilakukan pada tiap jenis susunan tiang pancang. Untuk beberapa contoh perhitungan dilakukan perhitungan dengan menggunakan group tiang pancang tipe 1

Group tiang pancang Tipe 1



Gambar 9.2 Group Tiang Tipe 1

$$V = 703 \text{ t}$$

$$n = 4 \text{ tiang}$$

$$M_x = M_x + (H_y \times \text{tebal poer}) = 61 + (15.3 \times 1) = 76.3 \text{ tm}$$

$$M_y = M_y + (H_x \times \text{tebal poer}) = 24.5 + (16.8 \times 1) = 30.3 \text{ tm}$$

$$\Sigma x^2 = 4 \times 1^2 = 4 \text{ m}^2 \quad \Sigma y^2 = (4 \times 1^2) = 4 \text{ m}^2$$

$$Y_{max} = 1\text{m} \quad X_{max} = 1\text{m}$$

$$P_{max} = \frac{703}{4} + \frac{30.3 \times 1}{4} + \frac{76.3 \times 1}{4} \leq 204.5 \text{ t (1 tiang)}$$

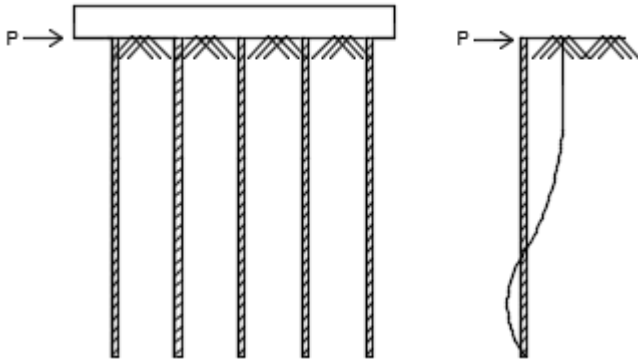
$$202.47 \text{ t} \leq 204.5 \text{ t (1 tiang)} \quad \text{Ok}$$

Berikut Tabel rekapan perhitungan dari eluruh Tipe Group Tiang

Tabel 9.9 Kontrol Beban Maksimum Tiang Pancang

Tipe	V/n	$M_y \times x_{maks}$	Σx^2	$M_x \times y_{maks}$	Σy^2	Pmax	P ijin
Tipe 1	175.8	30.3	4	76.3	4.0	202.5	204.6
Tipe 2	90.4	46.0	8	272.8	58	201.6	204.6
	90.4	45.3	8	276.5	58		
sw Tipe 1	21.8	293.2	835.2	737.0	3699.2	205.1	204.6
	23.6	314.4	835.2	856.9	3699.2		
	26.9	632.0	403.2	185.9	4982.4		
	24.0	531.2	403.2	481.5	4982.4		
	9.0	347.5	835.2	261.4	1463		
	9.7	344.0	835.2	261.9	1463		
	14.0	169.4	556.8	594.09	4982		
	17.1	289.5	556.8	363.7	1463		
	17.1	285.7	556.8	371.3	1463		
	12.2	225.9	556.8	550.7	4982		
	21.3	115.3	403.2	212.0	1382		
sw Tipe 1	19.7	293.2	928	711.9	3880	193.2	204.6
	21.3	314.4	928	827.6	3880		
	24.2	632.0	448	180.2	5320		
	21.6	531.2	448	466.7	5320		
	8.1	347.5	928	247.3	1410		
	8.7	344.0	928	247.8	1410		
	12.6	169.4	618.6	575.9	5320		
	15.4	289.5	618.6	344.0	1410		
	15.4	285.7	618.6	351.2	1410		
	11.0	225.9	618.6	533.8	5320		

9.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral



Gambar 9.3 Diagram Gaya Lateral Tiang

Gaya lateral yang bekerja pada tiang dapat menyebabkan terjadinya defleksi dan momen. Oleh karena itu harus dilakukan kontrol terhadap defleksi yang terjadi pada tiang.

Kontrol defleksi tiang :

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI} \right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

δ = defleksi yang terjadi

Fd = koefisien defleksi

P = Gaya lateral 1 tiang

T = *Relative stiffnes Factor*

Tipe 1

Jumlah tiang = 4

H_{\max} = 15.3 t

H_{\max} 1 tiang = 3.82 t

D_r = 35.32%

$$T = \left(\frac{EI}{f} \right)^{\frac{1}{5}}$$

f (soil modulus of elasticity coefficient) = 0.352 kg/cm³

E = 364060.43 kg/cm²

$$I = \frac{1}{64} \times \frac{22}{7} \times (800 - 120)^4 = 961450.28 \text{ cm}^4$$

$Fd = 0.9$ (*deflection coefficient*)

$$T = \left(\frac{EI}{f}\right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{364060.43 \times 961450.28}{0.352}\right)^{\frac{1}{5}} = 250.9 \text{ cm}$$

$$\delta = Fd \left(\frac{PT^3}{EI}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.9 \left(\frac{3.82 \times 250.9^3}{364060.43 \times 961450.28}\right) \leq 2.5 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.15 \text{ cm} \leq 2.5 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

Kontrol Momen :

$$M = Fm(PT) \leq M_{\text{banding crack}}$$

$$Fm = 0.9$$

$$M = 0.9(3.82 \times 2.5) \leq 40.7 \text{ tm}$$

$$M = 8.62 \text{ tm} \leq 40.7 \text{ tm} \quad \text{Ok}$$

Tabel 9.10 Kontrol Kekuatan Tiang Terhadap Gaya Lateral

Tipe tiang group	Hmax 1 tiang	δ (cm)	$\delta < 2.5$ cm	M_{max} (tm)	$M_{\text{banding crack}}$	
Tipe 1	3.8206	0.155	Ok	8.63	40.7	Ok
Tipe 2	3.5619	0.145	Ok	8.04	40.7	Ok
SW Tipe 1	8.2	0.33	Ok	20.59	40.7	Ok
SW Tipe 2	4.1642	0.1691	Ok	10.448	40.7	Ok

9.2.6 Perencanaan Poer

Pada perhitungan perencanaan tulangan poer di ambil salah satu contoh tipe poer, yaitu tipe 1. Data perencanaan adalah sebagai berikut:

$$P_u \text{ kolom} = 703.24 \text{ ton}$$

$$P_u \text{ pile} + \text{poer} = 211.8 \text{ ton}$$

Σ tiang pancang tiap group = 4
 Dimensi kolom = $900 \times 900 \text{ mm}^2$
 Dimensi pile cap = $3.6 \times 3.6 \times 1 \text{ m}^3$
 Mutu beton (f'_c) = 40 MPa
 Mutu baja (f_y) = 400 MPa
 Diameter tulangan (D) = 25 mm
 Selimut beton = 75 mm

Kontrol Geser Pons Pada Pile Cap

Dalam merencanakan pile cap harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.2.

1. Geser pons 2 Arah

Batas geser pons adalah yang terkecil dari

$$\phi V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6}\right) \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{900}{900} = 1.00$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$\begin{aligned}
 &= 2(b_{\text{kolom}} + d) + 2(h_{\text{kolom}} + d) \\
 &= 2 \times (900 + 912.5) + 2 \times (900 + 912.5) \\
 &= 7250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

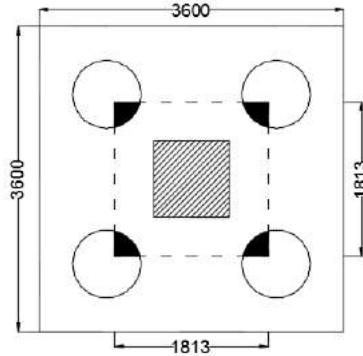
Dengan :

$$\text{Dimensi poer} : 3.6 \times 3.6 \times 1 \text{ m}^3$$

Selimut beton : 75 mm

tul utama : D25

Tinggi efektif : $d = 1000 - 75 - \frac{1}{2} \times 25 = 912.5 \text{ mm}$



Gambar 9.4 Area Kritis Geser pons dua arah

Kontrol Gaya Geser yang terjadi :

$$W_u = 1.2 \times 2.4 \times 1.8125^2 = 9.46 \text{ t}$$

$$P_{u,punch} = P_{u,kolom} + W_u - P_{pile}$$

$$P_{u,punch} = 703.24 + 9.46 - 211.8 \times 0.1196 \times 4$$

$$P_{u,punch} = 611.334 \text{ t}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \times \frac{\sqrt{40}}{6} \times 7250 \times 912.5 = 20920443.1 \text{ N}$$

$$V_c = 0.083 \times \left(\frac{30 \times 912.5}{7250} + 2\right) \times \sqrt{40} \times 7250 \times 912.5$$

$$= 20058376.6 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{40} \times 912.5 \times 7250 = 13946962.1 \text{ N (menentukan)}$$

$$V_c = 13946962.1 \text{ N}$$

$$= 1394.69 \text{ ton} > P_{u,punch} = 611.334 \text{ ton} \dots\dots\dots\text{OK}$$

Kapasitas Geser *poer* dapat menahan beban geser yang terjadi.

Kontrol tegangan geser yang terjadi :

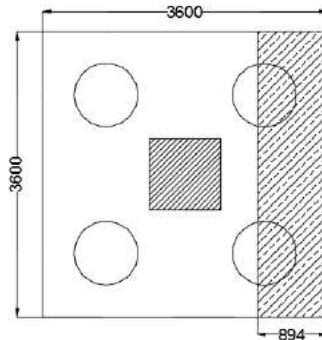
$$\tau_c = \frac{1}{3} x \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} x \sqrt{40} = 2.108 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{P_u \text{ punch}}{b_o x d} = \frac{611.334 \times 10^4}{7250 \times 912.5} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_c \dots\dots \text{Ok}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran *poer* mampu menahan gaya geser yang terjadi.

2. Geser Pons 1 Arah



Gambar 9.5 Area Kritis Geser pons satu arah

$$P_{u,pile} = 211.8 \text{ t}$$

$$P_{u,reduce} = 211.8 \times \frac{494}{800} = 130.78 \text{ t}$$

$$V_{u,pile} = 2 \times 130.78 - 1.2 \times 2.4 \times 3.6 \times 0.894 \times 1 = 252.3 \text{ t}$$

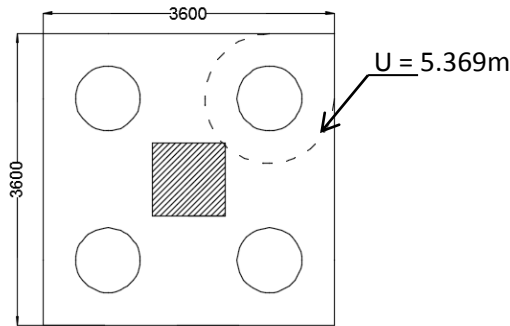
$$V_c = 0.75 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$V_c = 0.75\sqrt{40} \times 3600 \times 912.5 = 15582123.2 \text{ N}$$

$$V_c > V_{u,pile}$$

$$1558.21 \text{ t} > 252.3 \text{ t} \dots \text{Ok}$$

3. Geser Akibat tiang pancang individu



Gambar 9.6 Area Geser Akibat tiang pancang Individu

$$P_{u,pile} = 211.8 \text{ t}$$

$$U = 5469.9 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{211.8 \times 10^4}{5369.9 \times 912.5} = 0.43 \text{ MPa} < \tau_u = 2.108 \text{ MPa} \dots \text{Ok}$$

Penulangan Pile Cap

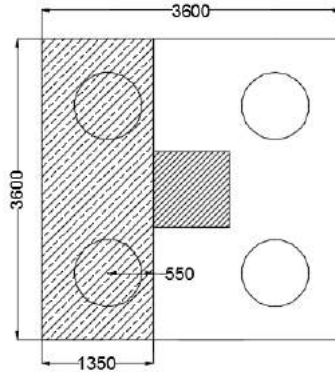
Dalam merencanakan penulangan pile cap, Momen yang terjadi pada *pile cap* didapat dari gaya yg bekerja pada tiang dan kolom.

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} = \frac{\sqrt{40}}{4(400)} = 0.0039$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{400} = 0.0035 \text{ (menentukan)}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{400}{0.85 \times 40} = 11.76$$

Penulangan arah x



Gambar 9.7 Area Momen Pile Cap

$$M_u = 2 \times 211.8 \times 0.55 - 1.2 \times 2.4 \times 3.6 \times \frac{1.35^2}{2} = 223.53 \text{ tm}$$

$$M_u = 2235352510 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{2235352510}{0.9 \times 3600 \times 912.5^2} = 0.82$$

$$\rho = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.82 \times 11.76}{400}} \right) = 0.00209$$

$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}$, pakai ρ_{min}

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0035$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0035 \times 3600 \times 912.5 = 11497.5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25

$$n = 11497.5 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 24 \text{ buah}$$

$$s = 3600 / 24 = 150 \text{ mm}$$

gunakan $s = 150 \text{ mm}$

Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.5A_s = 0.5 \times 11497.5 = 5748.75 \text{ mm}^2$$

$$n = 5748.75 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 12 \text{ buah}$$

$$s = 5748 / 12 = 300 \text{ mm}$$

gunakan $s = 300 \text{ mm}$

Penulangan arah Y

$$M_u = 2235352510 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{2235352510}{0.9 \times 3600 \times 912.5^2} = 0.82$$

$$\rho = \frac{1}{11.76} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.82 \times 11.76}{400}} \right) = 0.00209$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}}, \text{ pakai } \rho_{\text{min}}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0035$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0035 \times 3600 \times 912.5 = 11497.5 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D25

$$n = 11497.5 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 24 \text{ buah}$$

$$s = 3600 / 24 = 150 \text{ mm}$$

gunakan $s = 150 \text{ mm}$

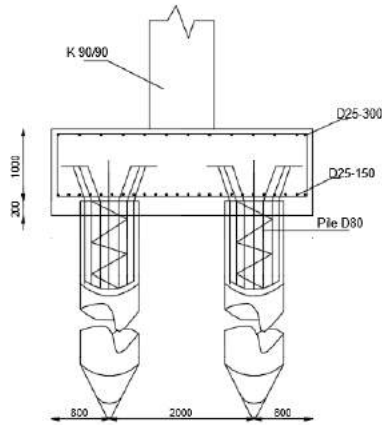
Tulangan tekan yang dibutuhkan :

$$A_s' = 0.5A_s = 0.5 \times 11497.5 = 5748.75 \text{ mm}^2$$

$$n = 5748.75 / (\frac{1}{4} \pi 25^2) = 12 \text{ buah}$$

$$s = 5748 / 12 = 300 \text{ mm}$$

gunakan $s = 300 \text{ mm}$



Gambar 9.8 Penulangan Poer

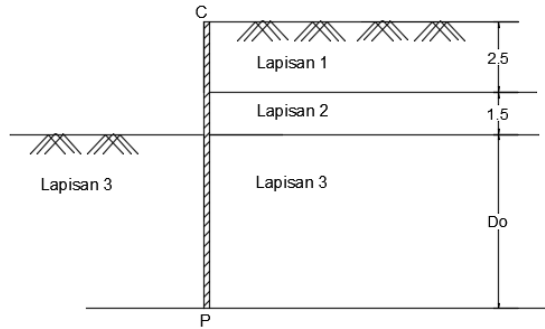
9.3 Perencanaan Dinding Penahan Tanah

9.3.1 Umum

Dinding penahan tanah merupakan struktur yang direncanakan untuk menahan beban akibat tanah pada basement. Dinding penahan tanah direncanakan hanya sebagai penahan tanah, dan tidak berhubungan dengan struktur gedung.

9.3.2 Data Tanah

Pada perencanaan ini basement berada pada kedalaman 0 hingga 4 m dibawah tanah. sehingga terdapat 3 lapisan tanah, seperti pada gambar berikut.



Gambar 9.9 Lapisan Tanah

Data tanah perlapisan adalah sebagai berikut:

- Lapisan 1: $\phi = 26$ (diasumsikan)
 $\gamma = 1.27 \text{ t/m}^3$
 $C_u = 0 \text{ t/m}^2$ (diasumsikan)
- Lapisan 2: $\phi = 10.4$ (diasumsikan)
 $\gamma = 1.324 \text{ t/m}^3$
 $C_u = 0 \text{ t/m}^2$ (diasumsikan)
- Lapisan 3: $\phi = 10.6$ (diasumsikan)
 $\gamma = 1.46 \text{ t/m}^3$
 $C_u = 0 \text{ t/m}^2$ (diasumsikan)

9.3.3 Gaya yang Bekerja Pada dinding

Metode yang digunakan dalam menentukan dinding penahan tanah adalah *free earth support*. Asumsi dari metode ini adalah:

1. Struktur penahan tanah dianggap benar-benar kaku dibandingkan dengan tanah sekitarnya.
2. Struktur penahan tanah dapat bergerak dengan cukup untuk membangkitkan minimum dari gaya-gaya aktif dan pasif tanah.

Perumusannya adalah sebagai berikut :

$$E = \text{Luas bidang tegangan}$$

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h$$

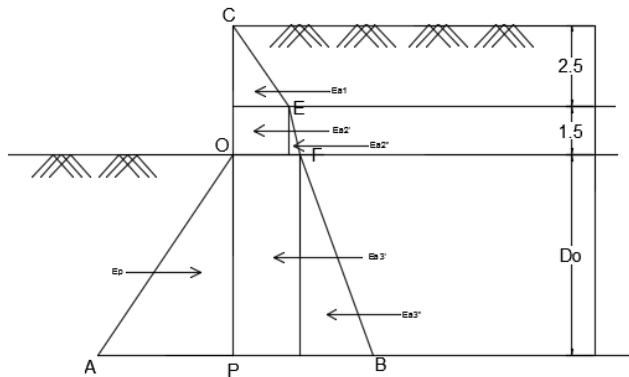
$$\sigma_{ha} = \sigma_v \cdot K_a - 2C K_a^{0.5}$$

$$\sigma_{hp} = \sigma_v \cdot K_p + 2C K_p^{0.5}$$

sehingga perhitungan dapat dilihat pada tabel

Tabel 9.11 Tegangan Tanah

Titik	Lapis	γ	h	σ_v (t/m ²)	C	ϕ	K_a	K_p	σ_h (t/m ²)
C	Aktif	1.27	0	0	0	26	0.39046	-	0
E	Aktif	1.27	2.5	3.175	0	26	0.39046	-	1.23971592
F	Aktif	1.324	1.5	5.161	0	26	0.69417	-	3.583
B	Aktif	1.463	Do	$5.161 + 1.46 Do$	0	30	0.68877	-	$3.5826 + 1.01 Do$
O	Pasif	1.463	0	0	0	30	-	1.4519	0
A	Pasif	1.463	Do	1.463 Do	0	30	-	1.4519	2.1241 Do



Gambar 9.10 Diagram Tegangan Tanah

$$E_{a1} = 1.549 \text{ ton}$$

$$E_{a2'} = 1.8596 \text{ ton}$$

$$E_{a2''} = 1.7572 \text{ ton}$$

$$E_{a3'} = 3.5826 Do$$

$$Ea_3'' = 0.5038 D_o^2$$

$$Ep = 1.062 D_o^2$$

$$\Sigma H = 0$$

$$\Sigma Ea - \Sigma Ep = 0$$

Sehingga didapat persamaan: $5.1 + 3.58 D_o - 0.558 d^2 = 0$

Dan didapat nilai $D_o = 7.63 \text{ m}$

Digunakan kedalaman dinding penahan tanah sebesar $D = 11 \text{ m}$

Sehingga kedalam dinding penahan tanah dari muka tanah sebesar : $4 + 11 = 15 \text{ m}$

Kemudian menentukan momen maksimum yang terjadi. Momen maksimum ditinjau dititik dimana dasar dinding berada yaitu pada kedalaman tanah 15 m.

Tabel 9.12 Momen Pada Dinding penahan Tanah

	Gaya (t)	r (m)	M (tm)
$Ea_1 =$	1.549645	13.33333	20.66193
$Ea_2' =$	1.859574	11.75	21.84999
$Ea_2'' =$	1.757171	11.5	20.20747
$Ea_3' =$	39.40872	5.5	216.748
$Ea_3'' =$	60.964	3.666667	223.5347
$Ep_1 =$	128.5068	3.666667	-471.191
M maksimum=			31.81055

Sehingga spesifikasi struktur penahan tanah yang digunakan adalah yang memiliki momen retak lebih besar dari pada momen maksimum.

9.3.4 Spesifikasi Dinding yang digunakan

Berdasarkan perhitungan yang telah dilakukan digunakan dinding penahan tanah jenis *Sheet Pile* dari PT WIKA Beton tipe W-500 A 1000. Spesifikasi nya adalah sebagai berikut:

<i>Height</i>	: 500 mm
<i>Concrete thick</i>	: 120 mm
<i>Width</i>	: 996 mm
<i>Cross section</i>	: 1818 cm ²
<i>Momen of Inertia</i>	: 462362 cm ⁴
<i>Weight</i>	: 0.455 ton.m
<i>Cracking moment</i>	: 35.2 ton m
<i>Length</i>	: 15 m

9.4 Perencanaan Sloof

9.4.1 Penulangan Lentur Sloof

Data Perencanaan :

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan lentur} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter sengkang} = 8 \text{ mm}$$

$$C_c = 40 \text{ mm}$$

$$L = 8500 \text{ mm}$$

Gaya dalam pada sloof (aksial tekan dan lentur) :

Pu Tekan sloof maks :

$$P_{u\text{sloof}} = 10\% P_{u\text{kolom}}$$

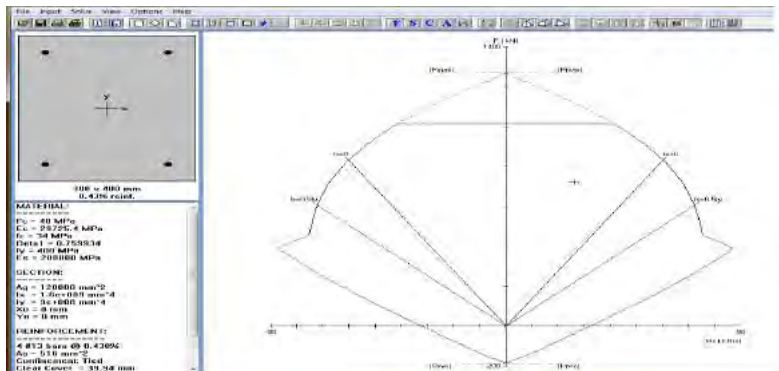
$$P_{u\text{sloof}} = 10\% \times 723027.2 \text{ kg} = 72302.7 \text{ kg} = 723.027 \text{ Kn}$$

Berat Sendiri Sloof :

$$W = 2400 \times 0.4 \times 0.3 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.4 \times (1/8 q L^2) = 1.4 \times (1/8 \times 288 \times (8.5^2)) \\ &= 2601 \text{ kgm} \\ &= 26.01 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Untuk Penulangan Lentur digunakan bantuan program PcAcol, didapat tulangan sebanyak 4D13 sudah memenuhi



Gambar 9.11 Interaksi Gaya Aksial dan Momen Sloof

9.4.2 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} q_u \times L = \frac{1}{2} \times 288 \times 8.5 = 1224 \text{ kg} = 12240 \text{ N}$$

$$d' = 400 - 40 - 8 - 13/2 = 345.5$$

$$V_c = \frac{b_w x d x \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 x 345.5 x \sqrt{40}}{6} = 106094.415 \text{ N}$$

$$\phi V_c > V_u \quad (\text{tidak perlu tulangan Geser})$$

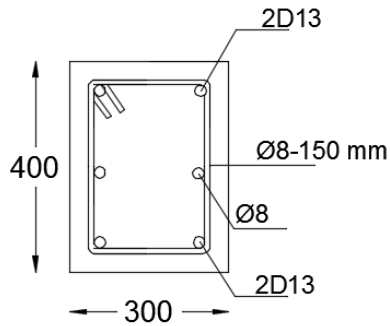
Jadi dipasang tulangan geser minimum

$S_{maks} = d/2$ atau 300 mm

$$d/2 = 345.5/2 = 172.75 \text{ mm}$$

$$A_{v_{min}} = \frac{b_w x s}{3f_y} = \frac{300 x 172.75}{3(400)} = 43.18 \text{ mm}$$

Dipasang Sengkan 2Ø8 – 150 mm



Gambar 9.12 Penampang Balok Sloof

(halaman ini sengaja dikosongkan)

MULTISTRAND POST-TENSIONING



STRAND PROPERTIES – TO AS1311

Nominal Diameter	Nominal Steel Area	Nominal Mass	Minimum Breaking Load	Minimum Proof Load (0.2% Offset)	Min. Elong. to Fracture in 600mm	Relaxation After 1000h at 0.7 Breaking Load	Modulus of Elasticity
mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%	%	MPa x 10 ³
12.7	100.3	0.786	184	156.4	3.5	2.5	180-205
15.2	143.3	1.125	250	212.5	3.5	2.5	180-205

TENDON PROPERTIES

STRAND TYPE 12.7mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
5-3	2	368	39
	3	552	39
5-7	4	736	51
	5	920	51
	6	1100	51
	7	1280	51
5-12	8	1470	69
	9	1660	69
	10	1840	69
	11	2020	69
	12	2210	69
5-19	13	2390	84
	14	2580	84
	15	2760	84
	16	2940	84
	17	3130	84
	18	3310	84
	19	3500	84
5-23	20	3680	90
	21	3860	90
	22	4050	90
5-27	23	4230	96
	24	4420	96
	25	4600	96
	26	4780	96
	27	4970	96
5-31	28	5150	105
	29	5340	105
	30	5520	105
	31	5700	105
5-37	32	5890	115
	33	6070	115
	34	6260	115
	35	6440	115
	36	6620	115
	37	6810	115
5-42	38	6990	118
	39	7180	118
	40	7360	118
	41	7540	118
	42	7730	118
5-48	43	7910	127
	44	8100	127
	45	8280	127
	46	8460	127
	47	8650	127
	48	8830	127
5-55	49	9020	135
	50	9200	135
	51	9380	135
	52	9570	135
	53	9750	135
	54	9940	135
	55	10120	135

STRAND TYPE 15.2mm			
TENDON UNIT	No. OF STRANDS	Minimum Breaking Load kN	STEEL DUCT Internal Diameter mm
6-3	2	500	39
	3	750	39
6-4	4	1000	51
6-7	5	1250	59
	6	1500	59
	7	1750	59
6-12	8	2000	84
	9	2250	84
	10	2500	84
	11	2750	84
	12	3000	84
6-19	13	3250	96
	14	3500	96
	15	3750	96
	16	4000	96
	17	4250	96
	18	4500	96
	19	4750	96
6-23	20	5000	105
	21	5250	105
	22	5500	105
6-27	23	5750	115
	24	6000	115
	25	6250	115
	26	6500	115
	27	6750	115
6-31	28	7000	118
	29	7250	118
	30	7500	118
	31	7750	118
6-37	32	8000	127
	33	8250	127
	34	8500	127
	35	8750	127
6-42	36	9000	135
	37	9250	135
	38	9500	135
	39	9750	135
	40	10000	135
	41	10250	135
	42	10500	135
6-48	43	10750	144
	44	11000	144
	45	11250	144
	46	11500	144
	47	11750	144
	48	12000	144
6-55	49	12250	154
	50	12500	154
	51	12750	154
	52	13000	154
	53	13250	154
	54	13500	154
	55	13750	154

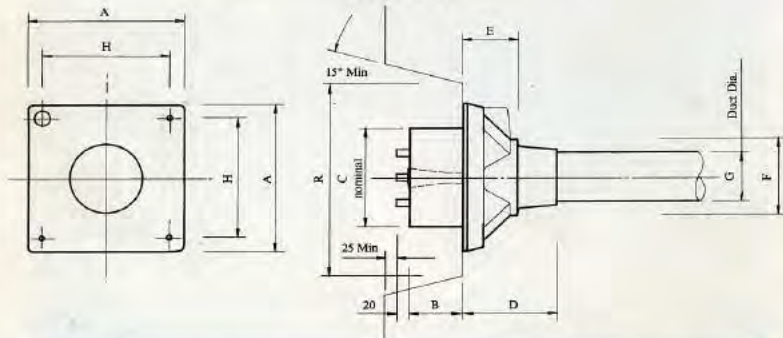
- Note: 1. Intermediate duct diameters may be available on application.
 2. Duct diameters are for corrugated steel duct.
 3. Duct external dia. = 1 Dia. + 6mm nominal.
 4. Corrugated polyethylene P.E. Plus[®] duct is also available, refer page 14.
 5. For special applications other strand and tendon capacities are available.



MULTISTRAND POST-TENSIONING



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc
LIVE END



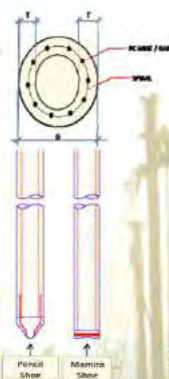
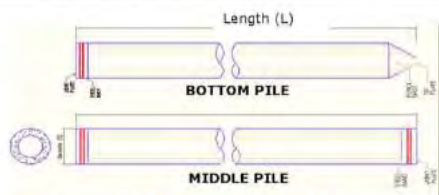
TENDON UNIT		Dimensions (mm)								
		A	B	C	D	E	F	G Int. Dia.	H	R
STRAND TYPE 12.7mm	*5-3P	135	57	90	191	16	56	39	116	210
	*5-4P	150	57	90	216	16	64	39	123	210
	*5-7	165	57	120	100	60	85	51	125	275
	*5-12	215	54	160	160	84	120	69	151	320
	*5-19	265	66	184	210	110	145	84	200	360
	*5-22	290	77	200	215	140	153	90	230	360
	*5-27	315	92	220	250	160	176	96	250	360
	*5-31	315	92	230	250	161	175	105	250	360
	*5-37	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	*5-42	390	112	290	346	168	217	118	325	650
*5-48	430	122	300	340	161	233	127	365	750	
*5-55	465	142	320	340	160	400	135	400	750	
STRAND TYPE 15.2mm	*6-3P	150	60	90	190	16	56	39	116	210
	*6-4P	165	54	120	100	60	85	51	125	270
	*6-7	215	54	160	160	85	120	69	150	320
	*6-12	265	66	180	210	110	145	84	200	360
	*6-19	315	92	220	250	160	175	96	250	360
	*6-22	315	92	230	250	160	175	105	250	360
	*6-27	370	107	250	320	160	200	115	305	650
	*6-31	390	112	290	340	160	217	118	325	650
	*6-37	430	122	300	340	160	235	135	365	750
	*6-42	465	142	320	340	160	250	135	400	750
*6-48P	575	135	340	1035	110	269	144	495	900	
*6-55P	600	190	360	1070	120	294	154	520	900	

Note: Dimension R does not allow for Lift-Off force check. *Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details.

*Plate type anchorages (Type P). Also available for other tendon units.

[illegible]

Shape and Dimension



Classification

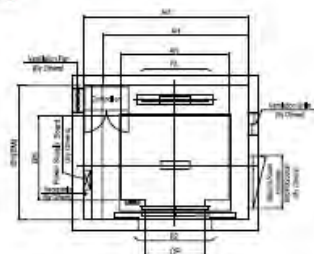
Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	405.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	109.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3872	946	6 - 24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	608.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
		C				123.60	279.90	552.90
1200	150	A1	4948	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				138.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				200.00	400.00	721.10

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
	Max.			Main Rotor			Tail Rotor		
	Takeoff	Overall		Dia.	Ground	Hub To	Dia.	Ground	Under
Manufacturer	Weight	Length	Height	# Blades	Clear.	Aft End	# Blades	Clear.	Type
Model	(lbs)	(feet)	(feet)	(feet/No)	(feet)	(feet)	(feet/No)	(feet)	
Agusta									
A-109	5,997	43	11	37/4	10	25	6.7/2	2.3	wheel
A-109E Power	6,234	37.6	11.5	38.1/4	8.04	26.5	6.7/2	3	wheel
A119 Koala	5,997	42.7	11.5	36.1/4	8.33	25.5	6.6/2	4.23	skid
Bell/Agusta									
AB-139	13,228	54.8	12.5	45.3/5	7	32.2	8.5/4	7.5	wheel
BA-609 Tiltrotor	16,800	60	15	26/3 X 2	14	27	n/a	n/a	wheel
Bell Helicopter									
47	2,950	44	10	36/2	5	25	5.1/2	3.5	skid
205A, A-1	9,500	57.1	12.3	46/2	7.3	33.1	8.5/2	5.9	skid
205B & UH-1H II	10,500	57.1	11.9	48/2	7.3	33.1	8.5/2	5.9	skid
206B-3	3,200	39.1	10.4	33.3/2	6	22.5	5.4/2	2.1	skid
206L-1,3	4,150	42.5	10.3	37/2	6.2	24	5.4/2	3.5	skid
206L-4	4,450	42.5	10.3	37/2	6.2	24	5.4/2	3.5	skid
212	11,200	57.2	12.6	48/2	7.5	33.2	8.5/2	6.1	skid
214ST	17,500	63	16	52/2	6.5	37	9.7/2	3.5	skid
222B, UT	8,250	50.2	11.7	42/2	9.2	29.2	6.9/2	2.7	wheel/skid
230	8,400	50.2	12	42/2	9.2	29.2	6.9/2	2.7	wheel/skid
412EP	11,900	57	15	46/4	11	34	8.5/2	6.4	skid
407	5,250	41.8	10.9	35/4	8	24.3	5.4/2	3.3	skid

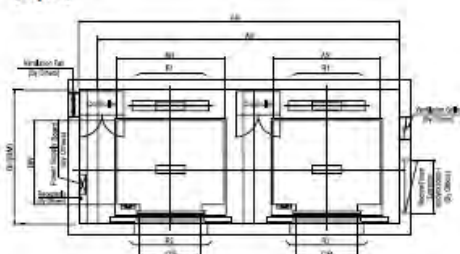
(Source: Federal Aviation Administration AC No: 150/5390-2B)

● Holstway & Machine Room Plan

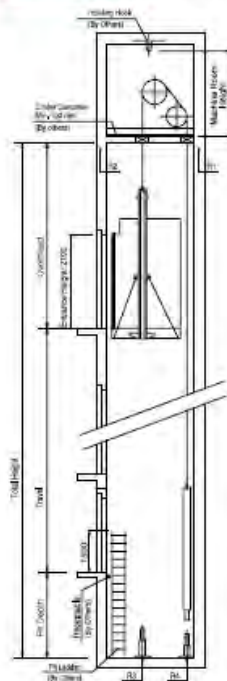
[Simplex]



[Duplex]



● Holstway Section



● Overhead, Pit & Machine Room Height

Speed (m/s)	Load (kg)	Travel (m)	Overhead (mm)	Pit Depth (mm)	Machine Room Height (mm)	Work Load (kg)
1.0	450 ~ 1000	15 ~ 100	4300	1400	2300	3000
	1150 ~ 1600		4300			4500
1.5	450 ~ 1000		4400	1450	2300	3000
	1150 ~ 1600		4400			4500
1.75	450 ~ 1000		4500	1500	2300	3000
	1150 ~ 1600		4500			4500

● Layout Dimensions | Speed : 1.0 m/s

[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Entrance Opening (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load(kg)			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		PIT	
	Person	Load(kg)		AM	BM	RH	BH	AH	BH	AM	BM	AM	BM	RH	BH	R3	R4
1.1	6	450	800	1400	850	1800	1500	3750	1500	1800	1500	3750	1500	3600	2000	3800	3150
	8	550	800	1400	1080	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4050	2500	4350	3850
	9	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4100	2500	4700	3450
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4200	2850	5000	3550
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	4550	2900	5200	3750
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5100	3800	6300	4500
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	5450	4300	6600	4700
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	8000	5200	9550	7150
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	8900	6000	10200	7500
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450		10200	7000	10950	8700
			1100	2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

● Layout Dimensions | Speed : 1.5, 1.75 m/s

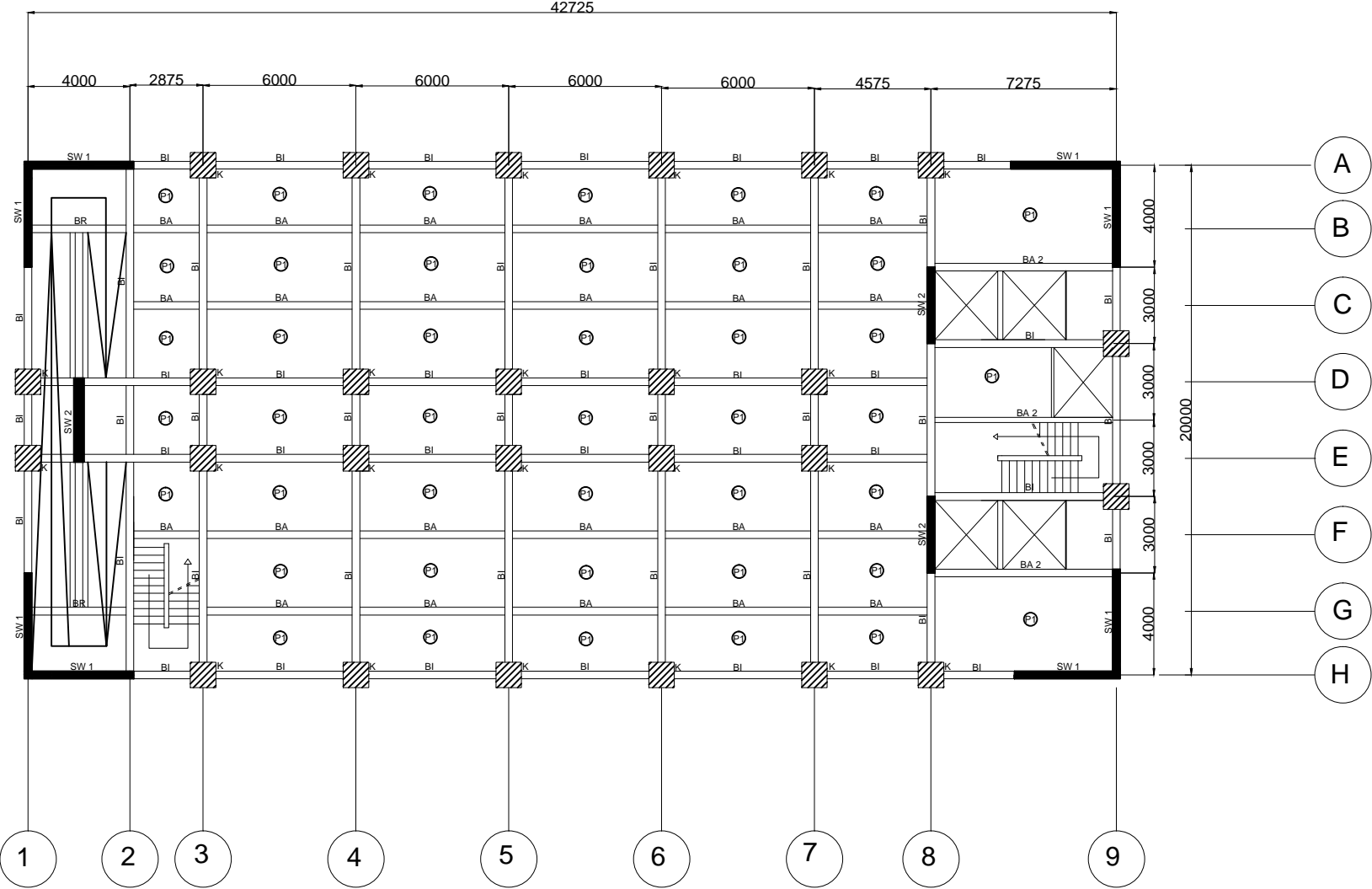
[Standard]

(Unit : mm)

Speed (m/s)	Capacity		Entrance Opening (mm)	Car Size		Hoistway Size				Machine Room Size				Reaction Load(kg)			
						Simplex		Duplex		Simplex		Duplex		Machine Room		PIT	
	Person	Load(kg)		AM	BM	AM	BM	AM	BM	AM	BM	AM	BM	R1	R2	R3	R4
1.5 ~ 1.75	8	550	800	1400	1050	1800	1700	3750	1700	1800	1700	3750	1700	4200	2800	7150	5300
	9	600	800	1400	1100	1800	1750	3750	1750	1800	1750	3750	1750	4500	3100	7500	5500
	10	680	800	1400	1250	1800	1900	3750	1900	1800	1900	3750	1900	4800	3400	8150	5900
	11	750	800	1400	1350	1800	2000	3750	2000	1800	2000	3750	2000	5250	3700	8600	6150
	13	900	900	1600	1350	2000	2000	4150	2000	2000	2000	4150	2000	5750	4100	9850	6900
	15	1000	900	1600	1500	2000	2150	4150	2150	2000	2150	4150	2150	6150	4300	10550	7300
	17	1150	1000	1800	1500	2350	2200	4850	2200	2350	2200	4850	2200	9400	7750	13450	11500
			1100	2000	1350	2550	2050	5250	2050	2550	2050	5250	2050				
	20	1350	1000	1800	1700	2350	2400	4850	2400	2350	2400	4850	2400	10000	8250	16850	12900
			1100	2000	1500	2550	2200	5250	2200	2550	2200	5250	2200				
	24	1600	2000	1750	2550	2450	5250	2450	2550	2450	5250	2450		11500	8700	18550	13800
			1100	2150	1600	2700	2300	5550	2300	2700	2300	5550	2300				

Tabel Dimensi

	Kolom	BI	BA	BA 2	BR
Basement - LT. 2	900 x 900	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350
LT.3 - LT. 6	800 x 800	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350
LT.7 - LT. 11	700 x 700	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350
LT.12 - LT. Atap	600 x 600	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350



Denah lantai 1 - 15
Skala 1 : 250



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI I-15

SKALA

1 : 250

NOMOR GAMBAR

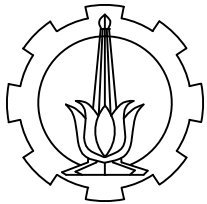
I

31

CATATAN

Tabel Dimensi

	Kolom	BI	BA	BA 2	BR	BP Lantai 16
Basement - LT. 2	900 x 900	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	700 x 1000
LT.3 - LT. 6	800 x 800	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	
LT.7 - LT. 11	700 x 700	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	
LT.12 - LT. Atap	600 x 600	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI I6

SKALA

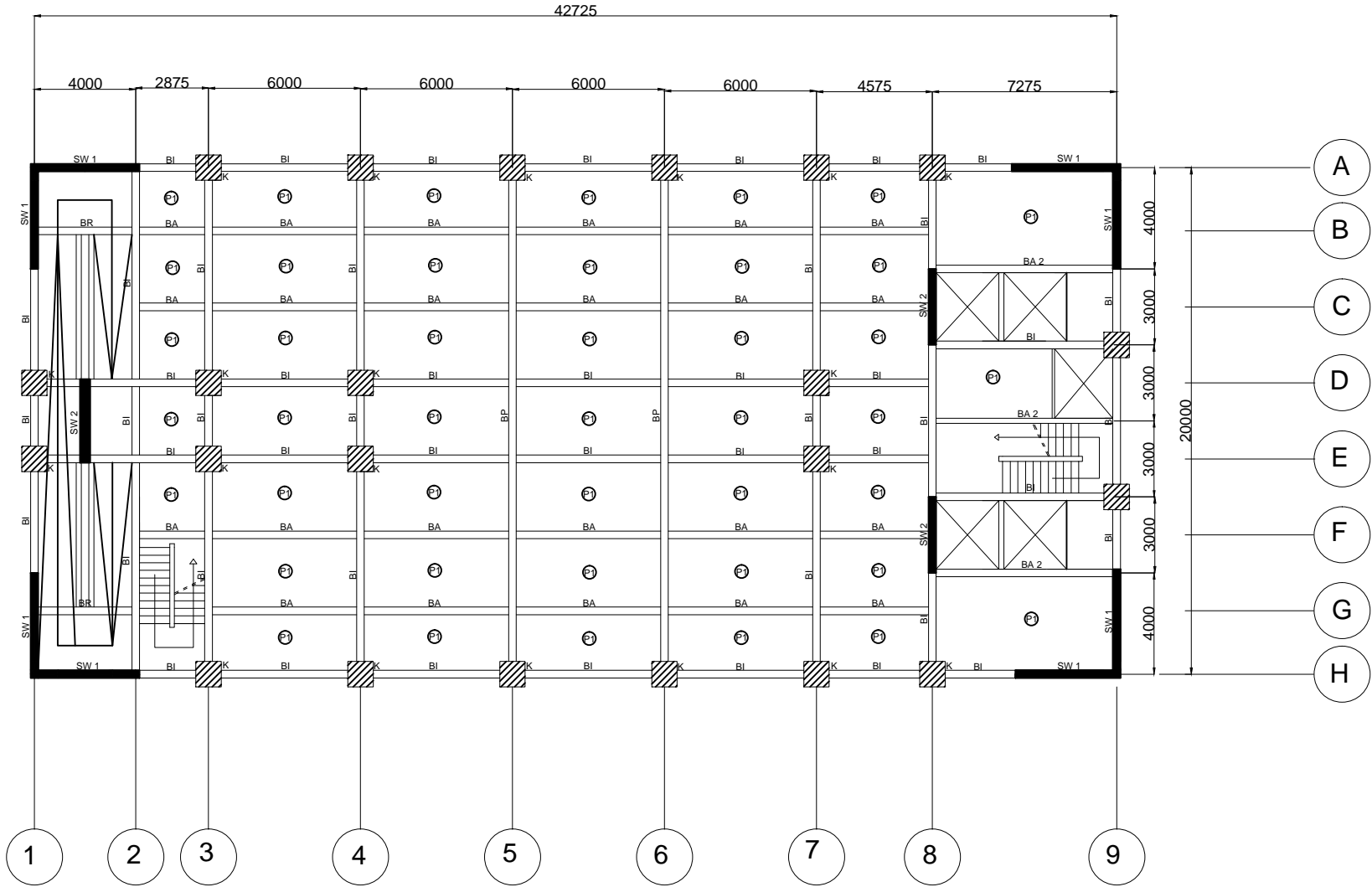
1 : 250

NOMOR GAMBAR

2

31

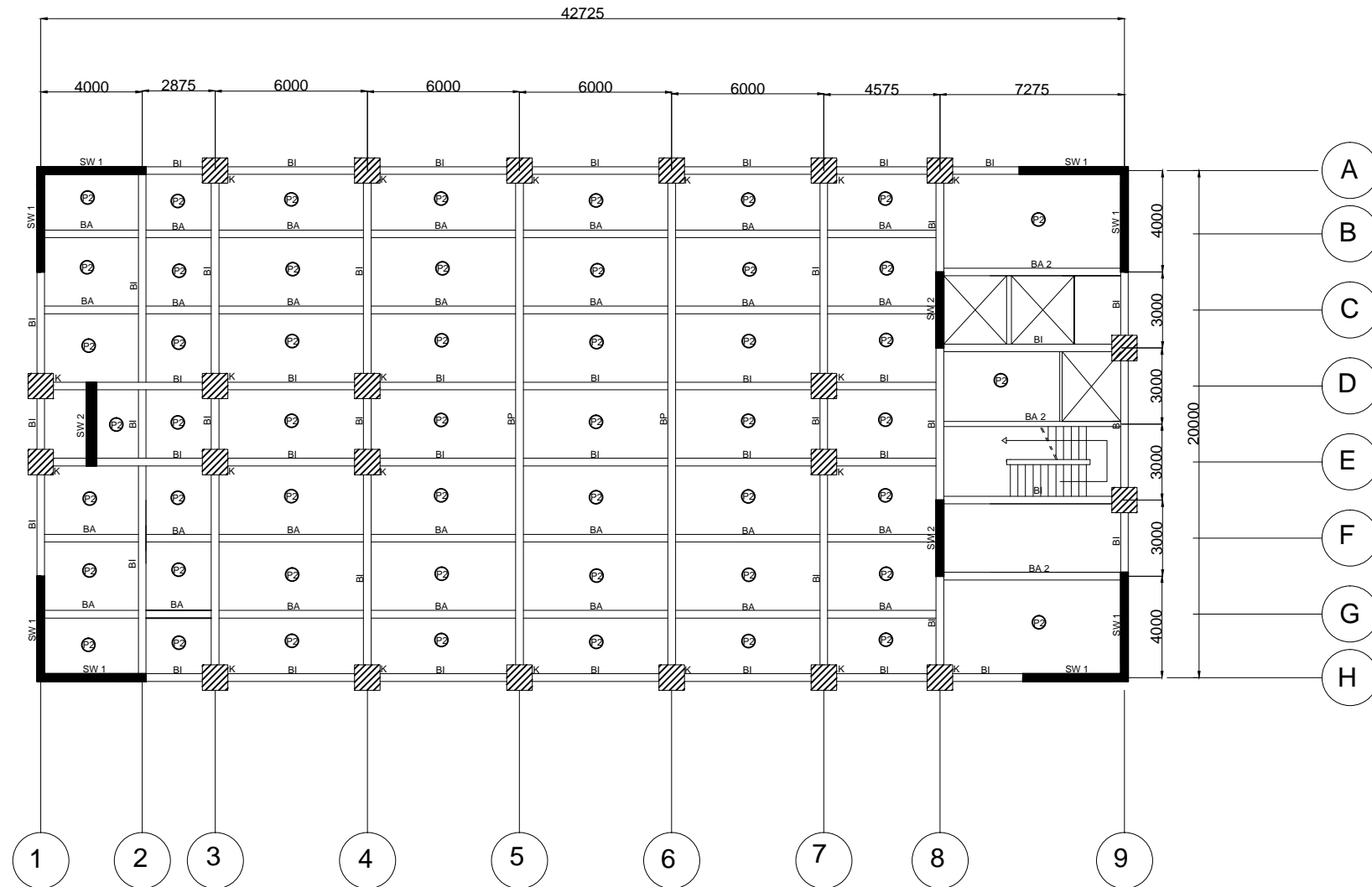
CATATAN



Denah lantai 16
Skala 1 : 250

Tabel Dimensi

	Kolom	BI	BA	BA 2	BR	BP Lantai 16
Basement - LT. 2	900 x 900	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	700 x 1000
LT.3 - LT. 6	800 x 800	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	
LT.7 - LT. 11	700 x 700	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	
LT.12 - LT. Atap	600 x 600	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	



Denah lantai Atap
Skala 1 : 250



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DENAH LANTAI ATAP

SKALA

1 : 250

NOMOR GAMBAR

3

31

CATATAN



MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

DENAH LANTAI HELIPAD

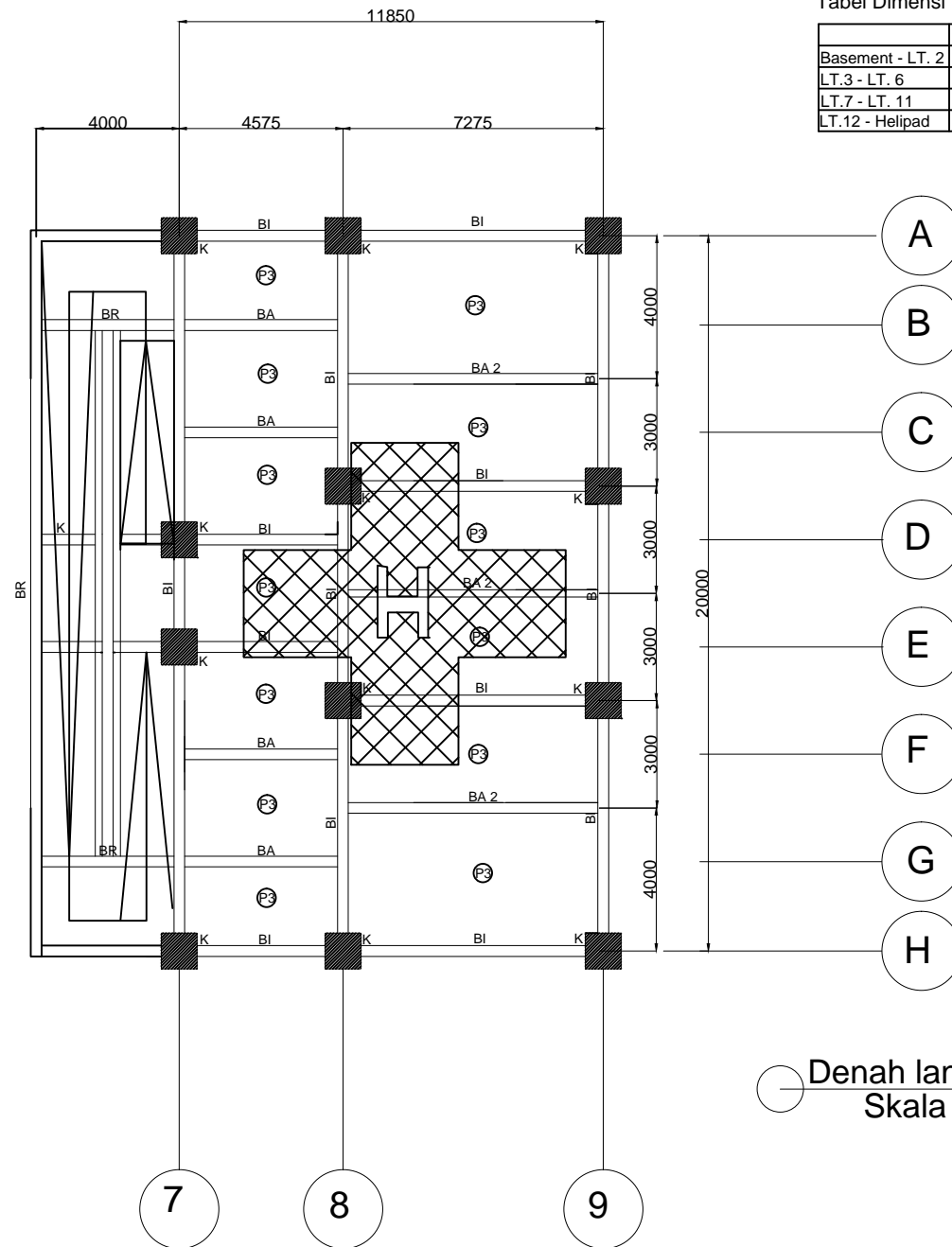
1 : 200

4

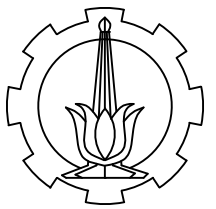
31

CATATAN

	Kolom	BI	BA	BA 2	BR	BP Lantai 16
Basement - LT. 2	900 x 900	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	700 x 1000
LT.3 - LT. 6	800 x 800	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	
LT.7 - LT. 11	700 x 700	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	
LT.12 - Helipad	600 x 600	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350	



Denah lantai Helipad
Skala 1 : 200



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DENAH PONDASI

SKALA

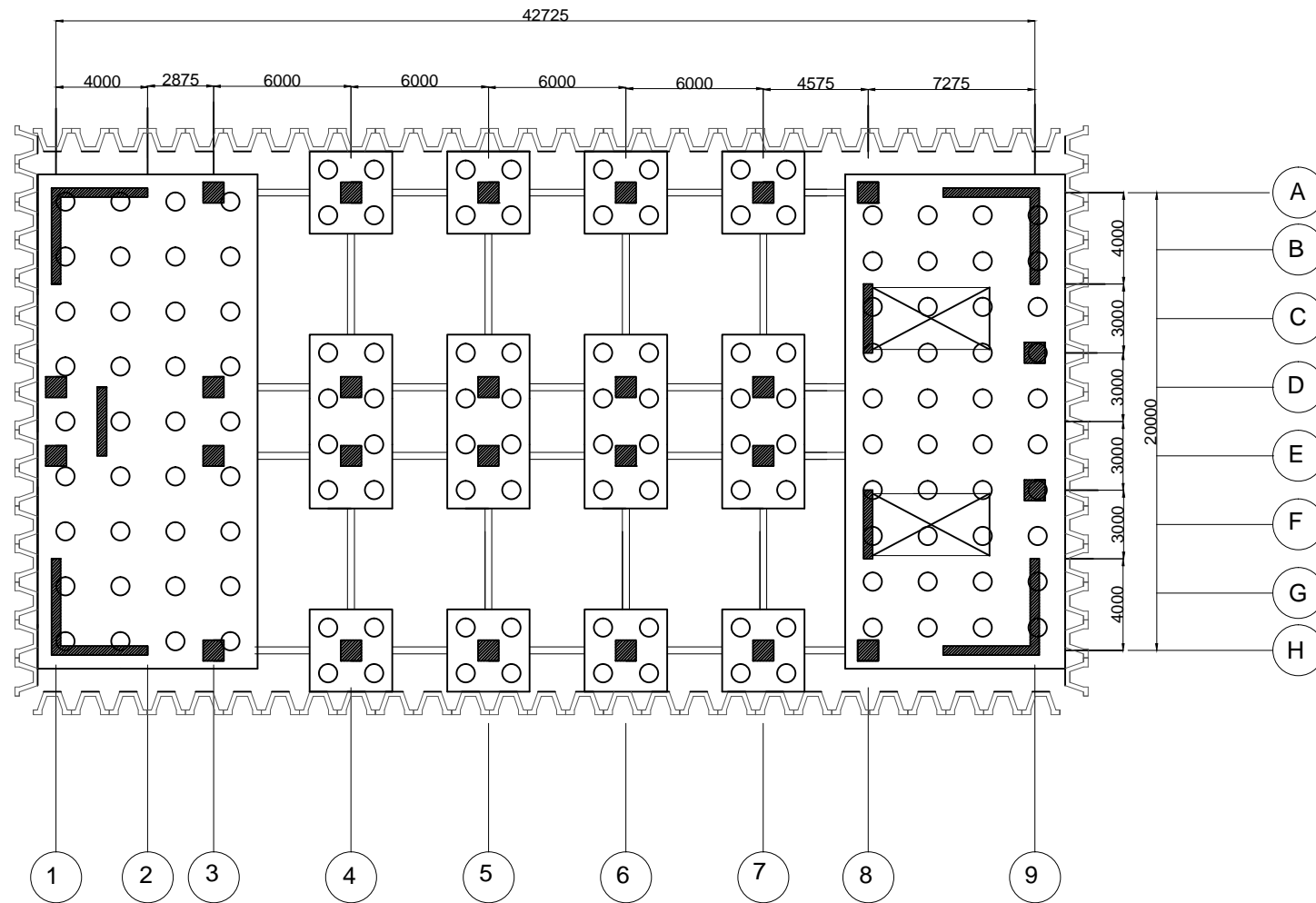
1 : 300

NOMOR GAMBAR

5

31

CATATAN



Denah Pondasi
Skala 1 : 300



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

POTONGAN MEMANJANG

SKALA

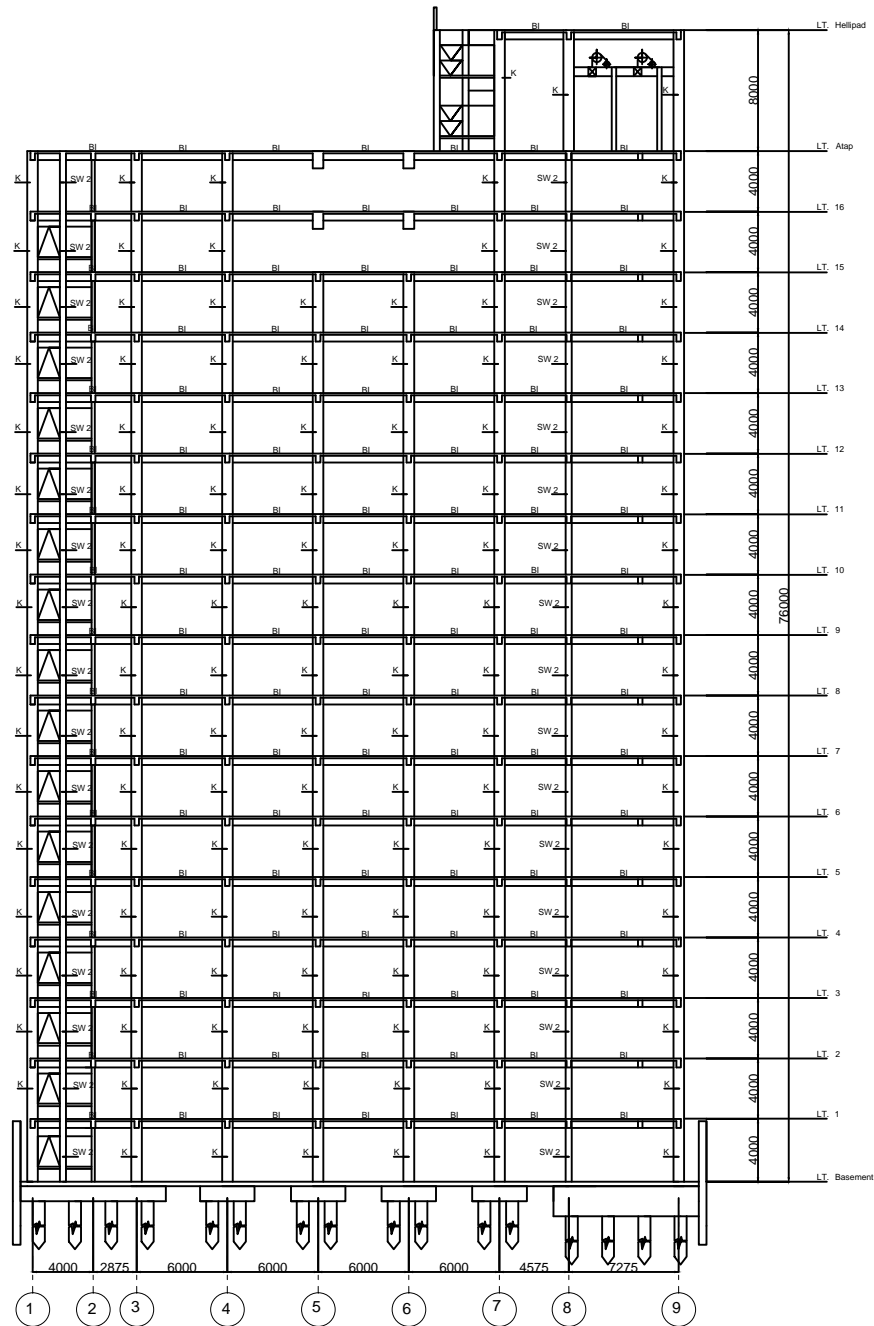
1 : 500

NOMOR GAMBAR

6

31

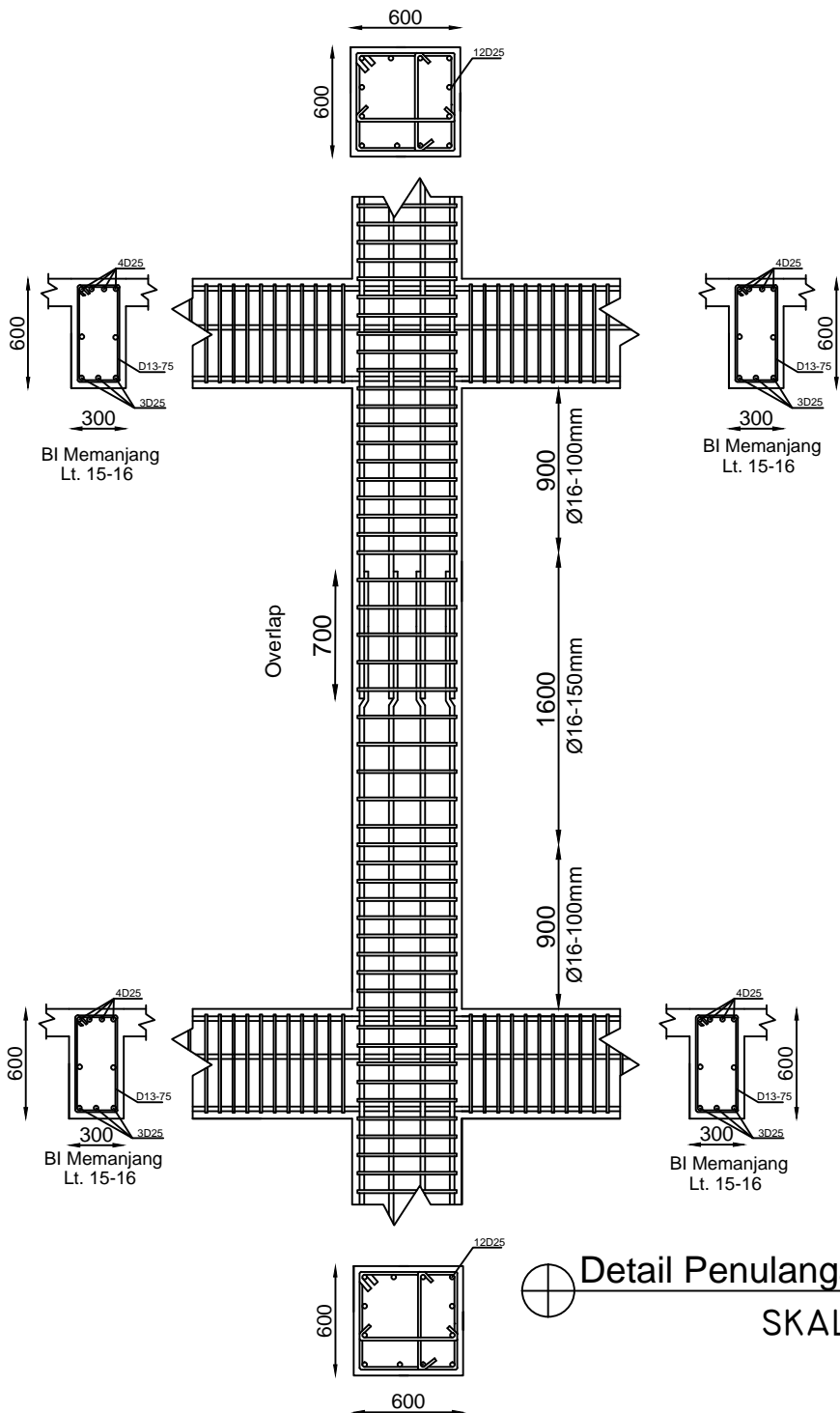
CATATAN



Potongan Memanjang
Skala 1 : 500

Tabel Dimensi

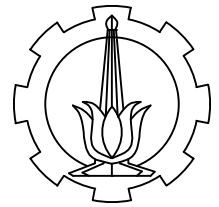
	Kolom	BI	BA	BA 2	BR
Basement - LT. 2	900 x 900	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350
LT.3 - LT. 6	800 x 800	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350
LT.7 - LT. 11	700 x 700	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350
LT.12 - LT. Atap	600 x 600	300 x 600	300 x 450	300 x 600	250 x 350



Detail Penulangan Kolom
SKALA 1:40

LOKASI	Basement - LT.2	LT. 3 - LT. 6
PENAMPANG		
DIMENSI	900 x 900	800 x 800
TULANGAN UTAMA	20 D25	16 D25
SENGKANG DEKAT HBK	D16 - 75	D16 - 90
SENGKANG LUAR HBK	D16 - 150	D16 - 150

LOKASI	LT. 7 - LT. 11	LT. 12 - Atap	K BP
PENAMPANG			
DIMENSI	700 x 700	600 X 600	600 x 600
TULANGAN UTAMA	12 D25	12 D25	16 D25
SENGKANG DEKAT HBK	D16 - 100	D16 - 100	D16 - 100
SENGKANG LUAR HBK	D16 - 150	D16 - 150	D16 - 150



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL KOLOM

SKALA

1 : 40

NOMOR GAMBAR

7

31

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL SHEAR WALL L

SKALA

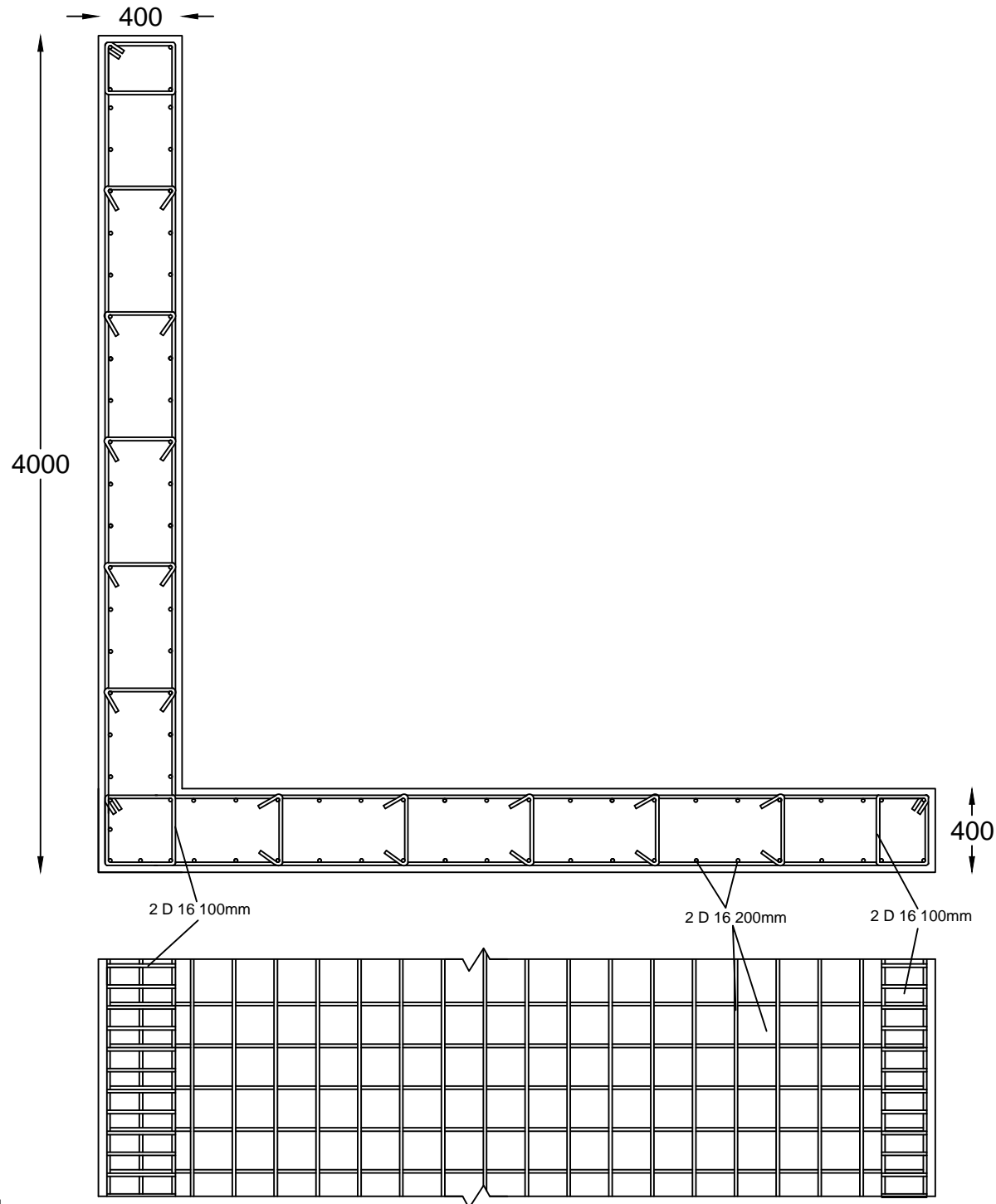
1 : 30

NOMOR GAMBAR

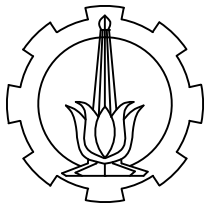
8

31

CATATAN



⊕ Detail Penulangan SW L
SKALA 1:30



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL SHEAR WALL 2

SKALA

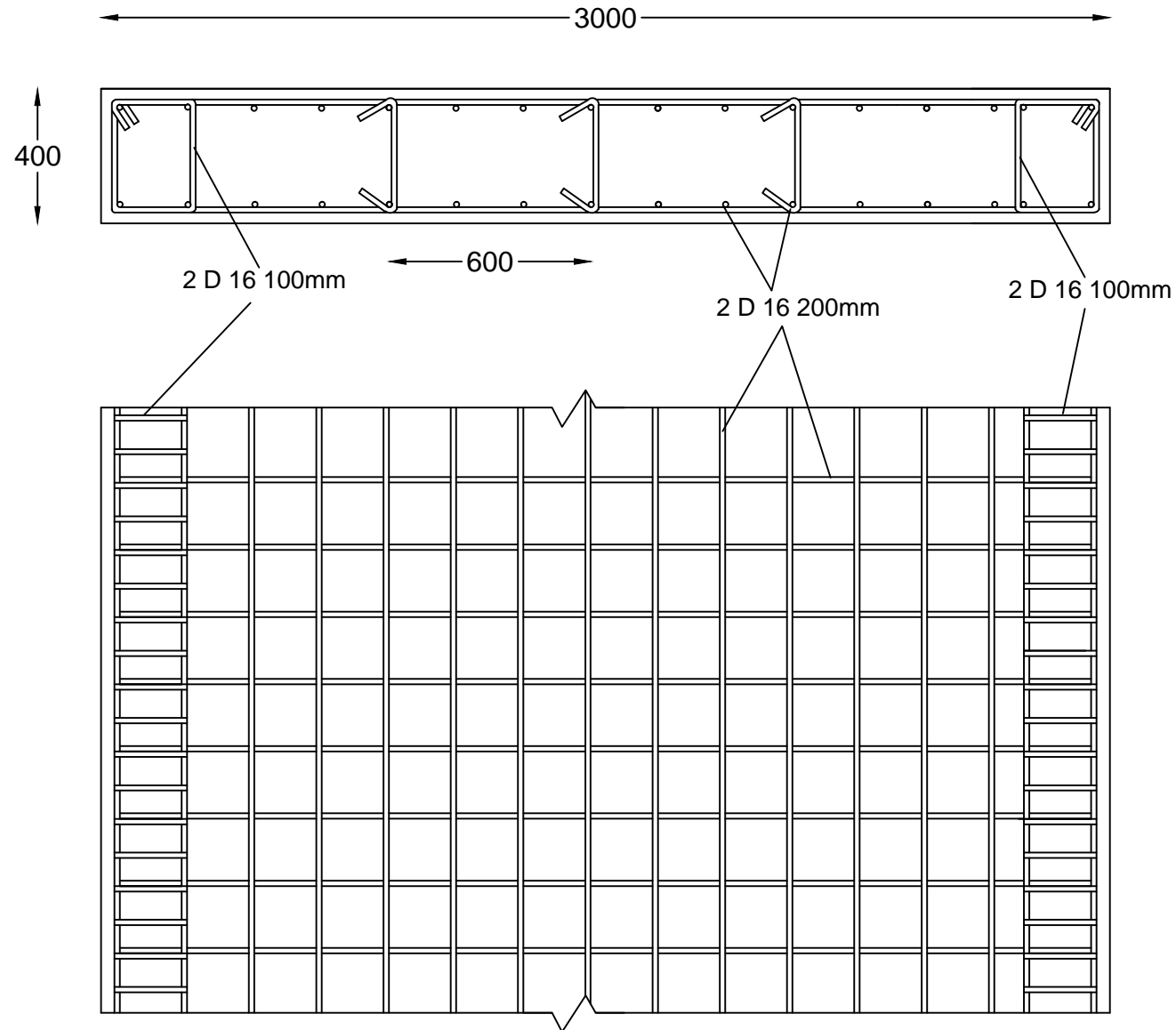
1 : 20

NOMOR GAMBAR

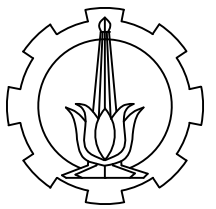
9

31

CATATAN



Detail Penulangan SW I
SKALA 1:30



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

POTONGAN PORTAL
BALOK KOLOM

SKALA

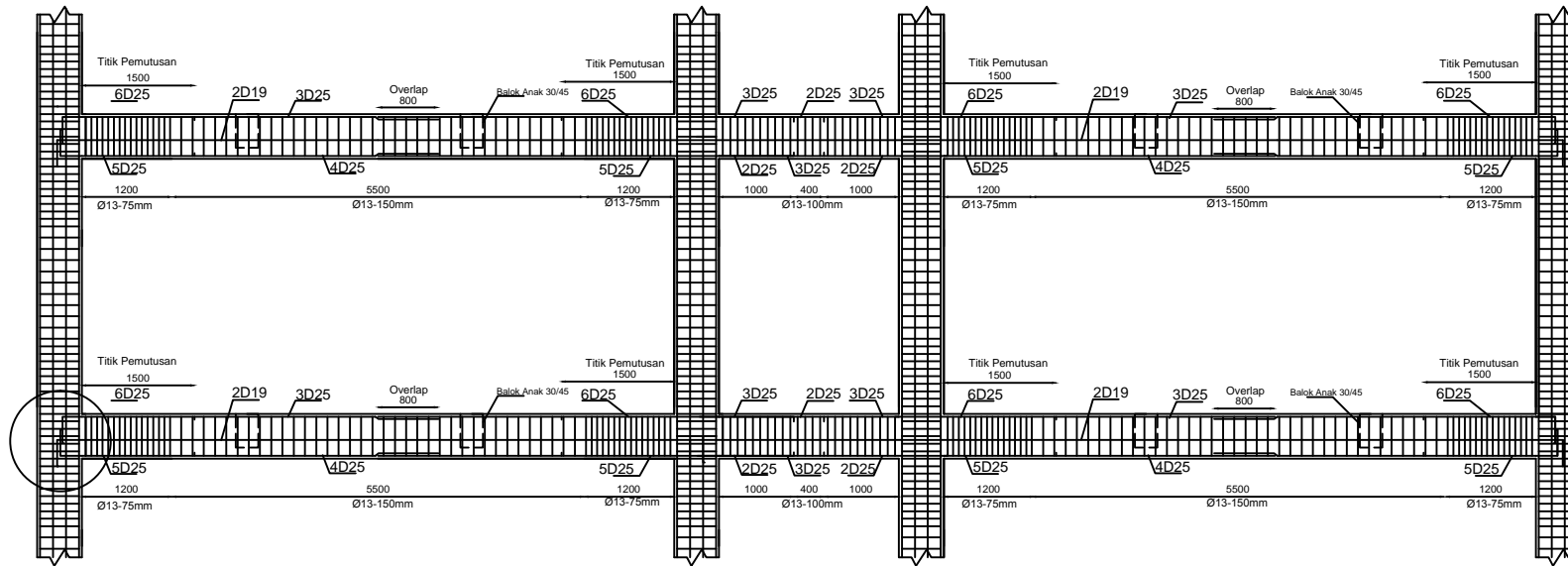
1 : 100

NOMOR GAMBAR

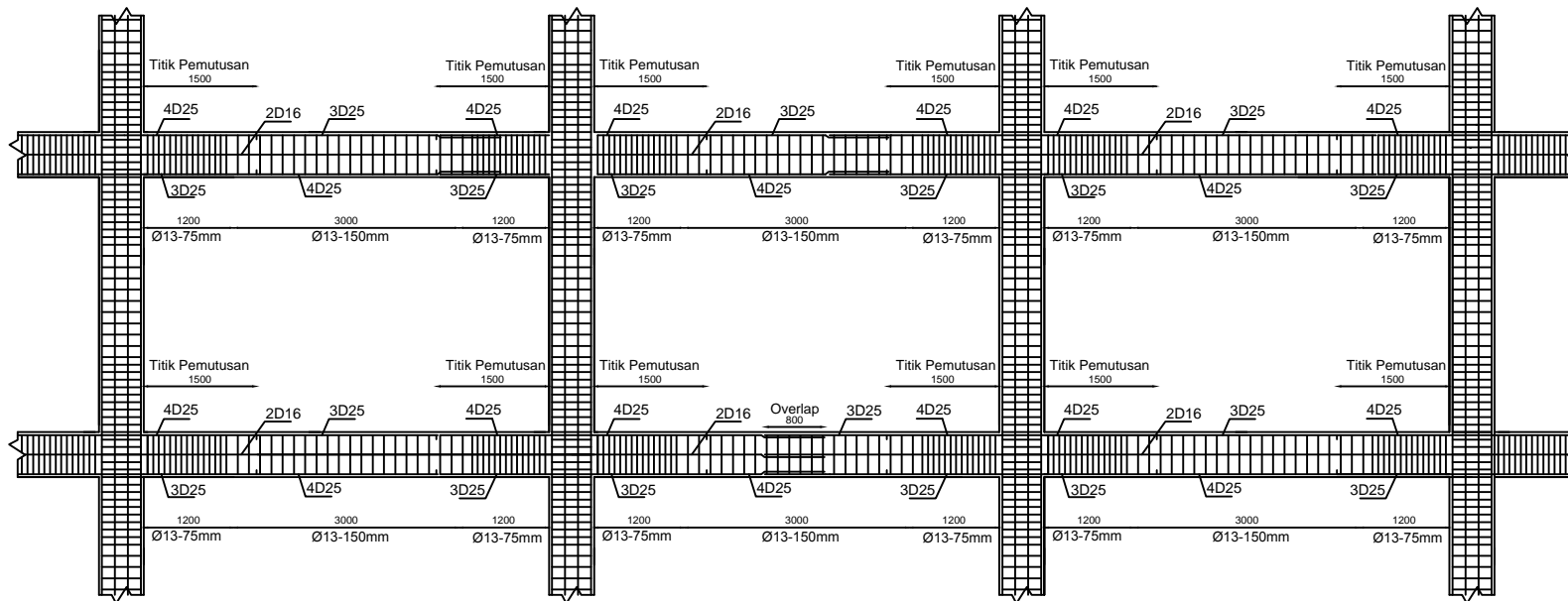
10

31

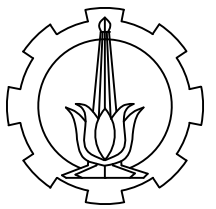
CATATAN



Potongan Balok Melintang 15-16
SKALA 1:100



Potongan Balok Memanjang 15-16
SKALA 1:100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
BALOK KOLOM

SKALA

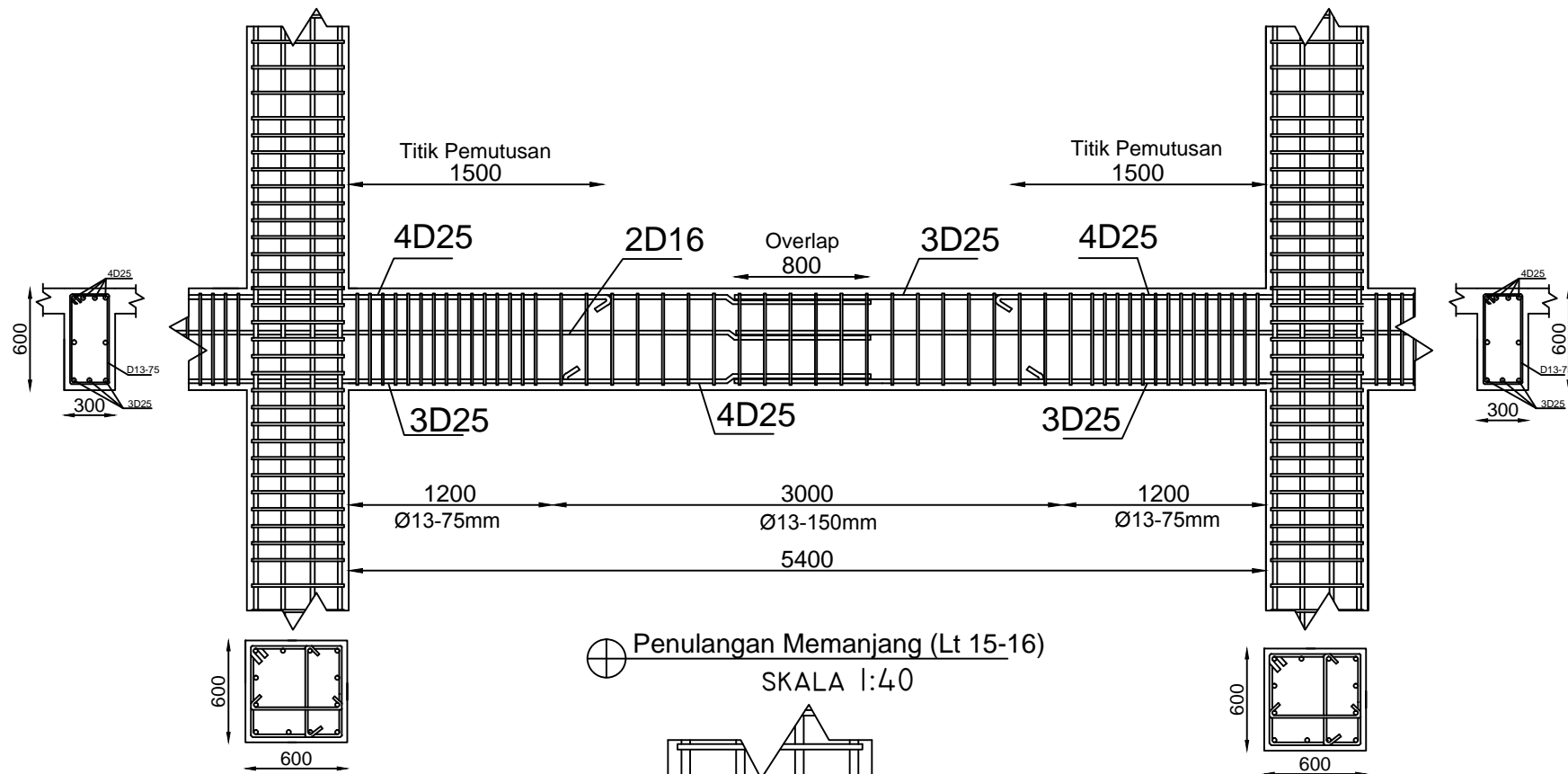
1 : 40
1 : 20

NOMOR GAMBAR

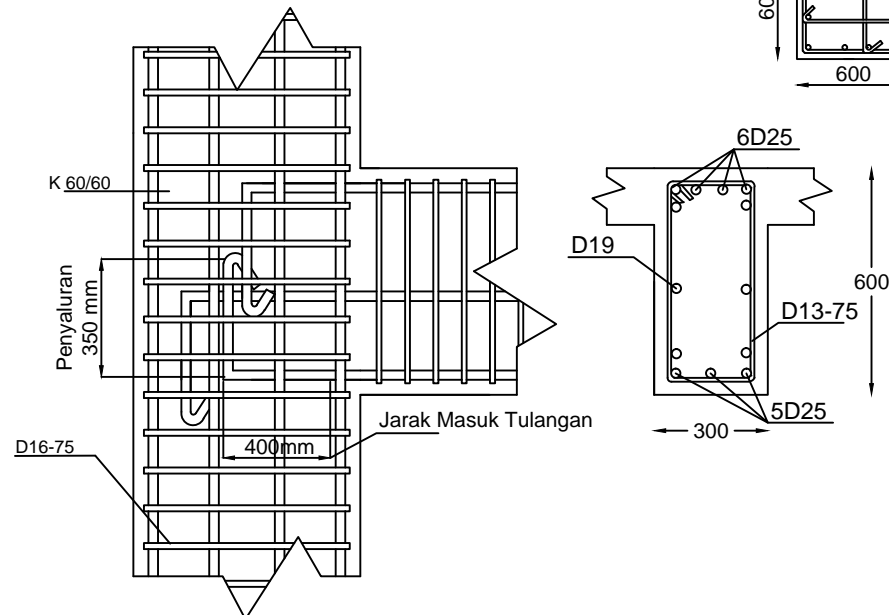
II

31

CATATAN



Penulangan Memanjang (Lt 15-16)
SKALA 1:40



Detail Balok Tepi
SKALA 1:20



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK I

SKALA

1 : 20

NOMOR GAMBAR

12

31

CATATAN

TIPE	BA Lantai 1 - 14			BA Lantai 15 - 16		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 x 450			300 X 450		
ATAS	4 D16	2 D16	4 D16	3 D16	2 D16	3 D16
BAWAH	3 D16	3 D16	3 D16	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150
SAMPING	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12

TIPE	BA Lantai Atap			BA Lantai Helipad		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 x 450			300 x 450		
ATAS	3 D16	2 D16	3 D16	4 D20	2 D20	4 D20
BAWAH	2 D16	3 D16	2 D16	3 D20	3 D20	3 D20
SENGKANG	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150
SAMPING	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK ANAK II

SKALA

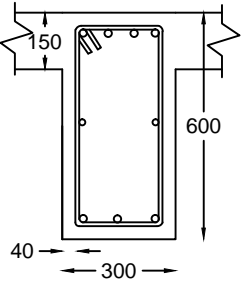
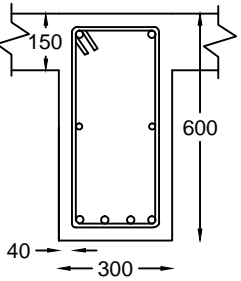
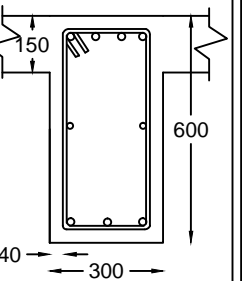
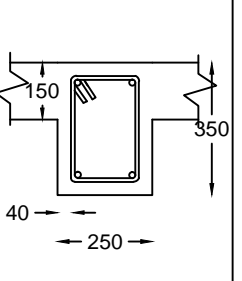
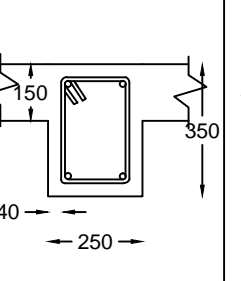
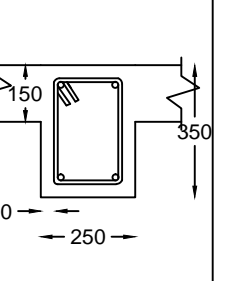
1 : 20

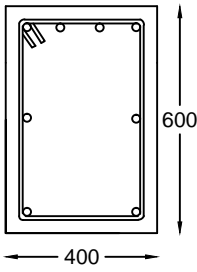
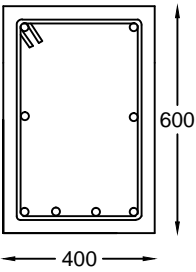
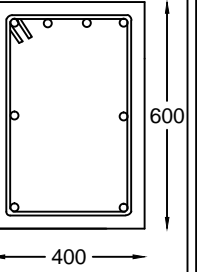
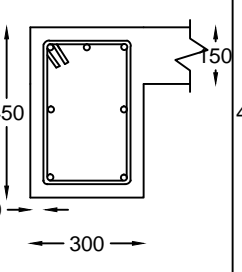
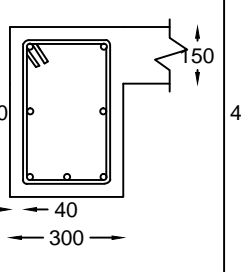
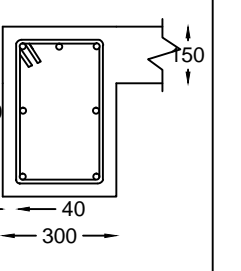
NOMOR GAMBAR

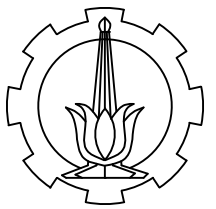
13

31

CATATAN

TIPE	BA 2			Balok Ramp Bentang 4m		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 x 600			250 X 350		
ATAS	4 D20	2 D20	4 D20	2 D16	2 D16	2 D16
BAWAH	3 D20	4 D20	3 D20	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150	D10-200	D10-150
SAMPING	2 D12	2 D12	2 D12			

TIPE	BALOK LIFT			Balok Ramp Bentang 6 m		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	400 x 600			300 x 450		
ATAS	4 D22	2 D22	4 D22	3 D16	2 D16	3 D16
BAWAH	2 D22	4 D22	2 D22	2 D16	3 D16	2 D16
SENGKANG	D10-150	D10-150	D10-150	D10-250	D10-250	D10-250
SAMPING	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12	2 D12



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK
MELINTANG I

SKALA

1 : 20

NOMOR GAMBAR

14

31

CATATAN

TIPE	BI Melintang Lantai 1 - 14			BI Melintang Lantai 15 - 16		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 x 600			300 X 600		
ATAS	6 D25	2 D25	6 D25	6 D25	3 D25	6 D25
BAWAH	4 D25	3 D25	4 D25	5 D25	4 D25	5 D25
SENGKANG	D13-75	D13-150	D13-75	D13-75	D13-150	D13-75
SAMPING	2 D16	2 D16	2 D16	2 D19	2 D19	2 D19

TIPE	BI Melintang Lantai Atap			BI Melintang Lantai Helipad		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 x 600			300 x 600		
ATAS	4 D25	3 D25	4 D25	5 D25	3 D25	5 D25
BAWAH	4 D25	3 D25	4 D25	4 D25	3 D25	4 D25
SENGKANG	D13-70	D13-125	D13-70	D13-70	D13-100	D13-70
SAMPING	2 D22	2 D22	2 D22	2 D22	2 D22	2 D22



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK
MELINTANG II

SKALA

1 : 20

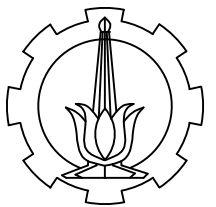
NOMOR GAMBAR

15

31

CATATAN

TIPE	BI Melintang 3 meter		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
	40	40	40
	300	300	300
	600	600	600
DIMENSI	300 x 600		
ATAS	3 D25	2 D25	3 D25
BAWAH	2 D25	3 D25	2 D25
SENGKANG	D13-100	D13-100	D13-100
SAMPING	2 D16	2 D16	2 D16



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK INDUK
MEMANJANG

SKALA

1 : 20

NOMOR GAMBAR

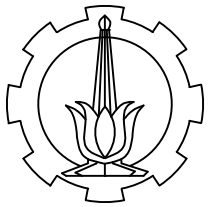
16

31

CATATAN

TIPE	BI Memanjang Lantai 1 - 14			BI Memanjang Lantai 15 - 16		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 x 600			300 X 600		
ATAS	5 D25	4 D25	5 D25	4 D25	3 D25	4 D25
BAWAH	4 D25	4 D25	4 D25	3 D25	4 D25	3 D25
SENGKANG	D13-75	D13-150	D13-75	D13-75	D13-100	D13-75
SAMPING	2 D19	2 D19	2 D19	2 D16	2 D16	2 D16

TIPE	BI Memanjang Lantai Atap			BI Memanjang Lantai Helipad		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG						
DIMENSI	300 x 600			300 x 600		
ATAS	7 D25	3 D25	7 D25	6 D25	3 D25	6 D25
BAWAH	5 D25	5 D25	5 D25	3 D25	6 D25	3 D25
SENGKANG	D13-75	D13-100	D13-75	D13-75	D13-100	D13-75
SAMPING	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16	2 D16



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

BALOK PRATEKAN

SKALA

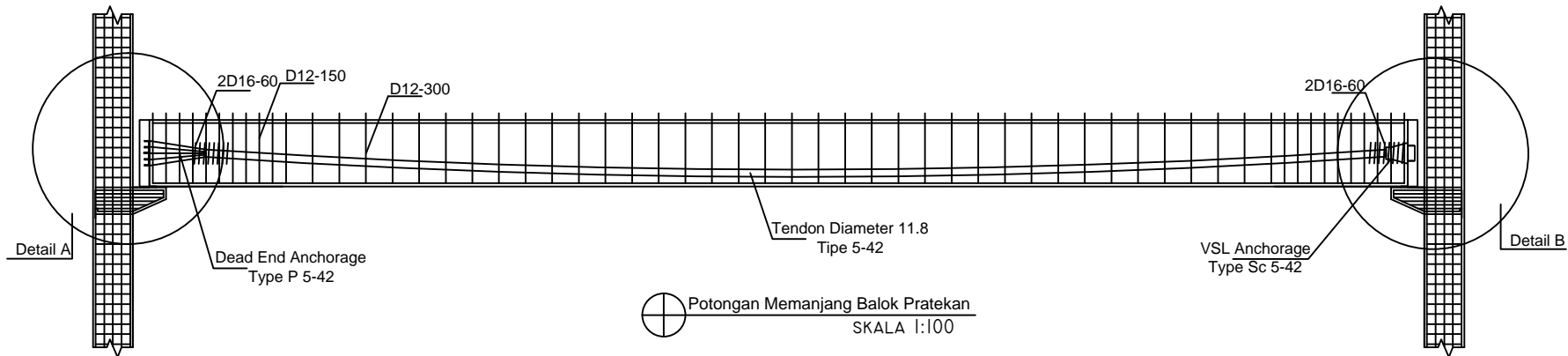
1 : 100

NOMOR GAMBAR

17

31

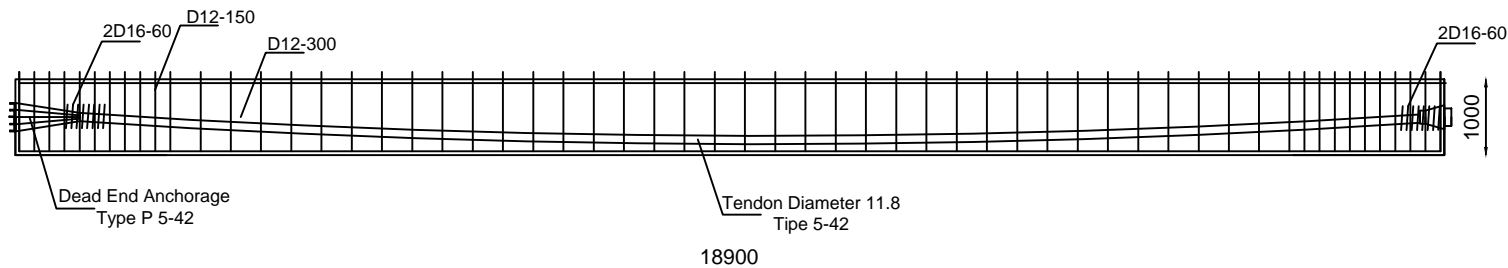
CATATAN



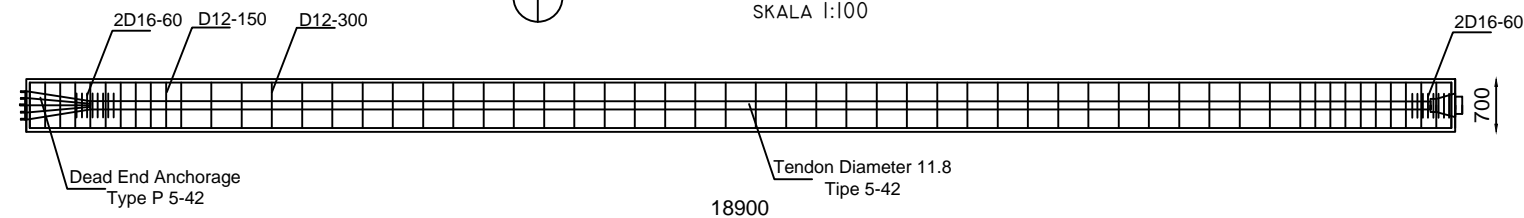
Potongan Memanjang Balok Pratekan
SKALA 1:100

Koordinat

X	0	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	9450
Y	0	60	114	160	200	233	260	280	293	299	300



Potongan Memanjang Balok Pratekan Precast
SKALA 1:100



Tampak Atas Balok Pratekan
SKALA 1:100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL KONSOL

SKALA

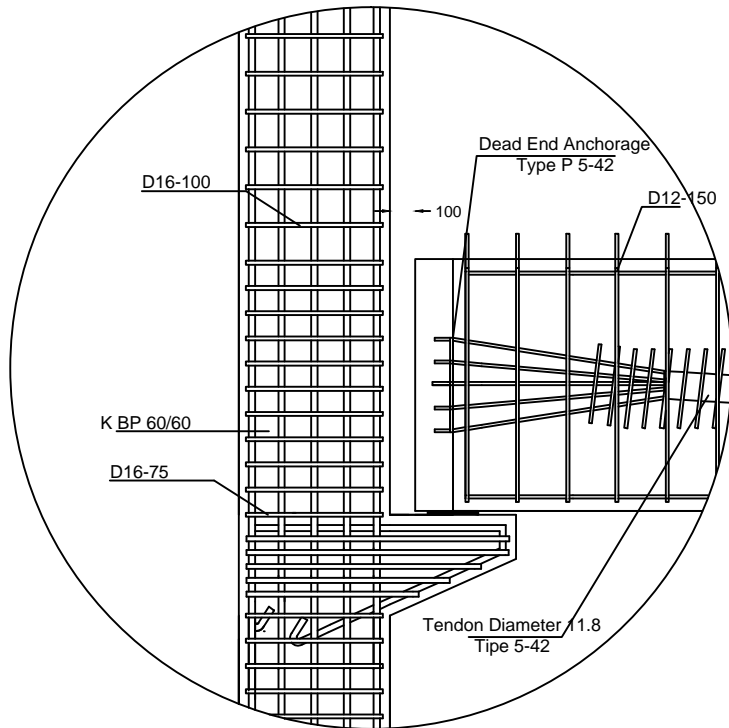
1 : 30

NOMOR GAMBAR

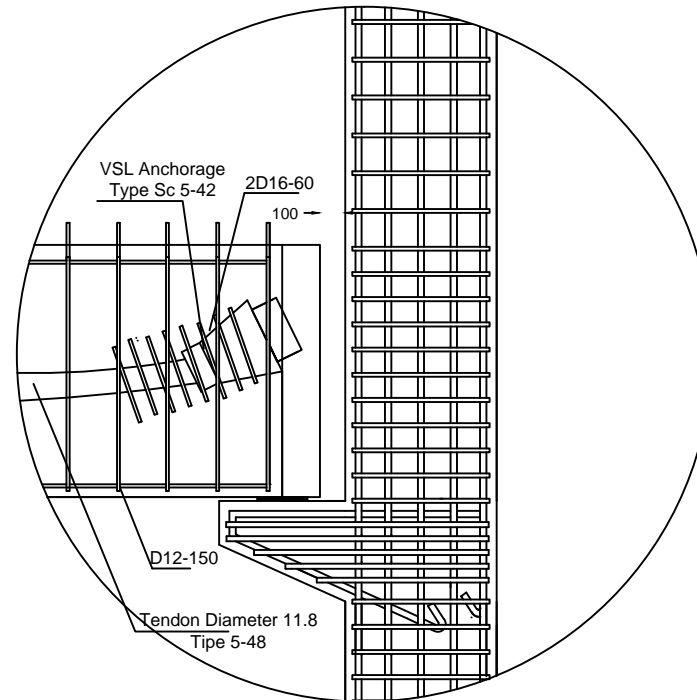
18

31

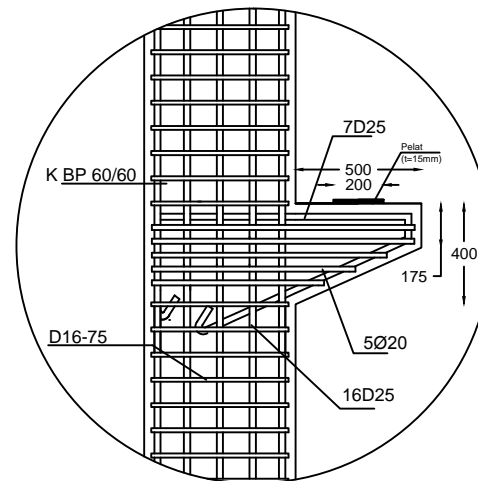
CATATAN



Detail A
SKALA 1:30



Detail B
SKALA 1:30



Detail Konsol
SKALA 1:30



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL BALOK PRATEKAN

SKALA

1 : 20

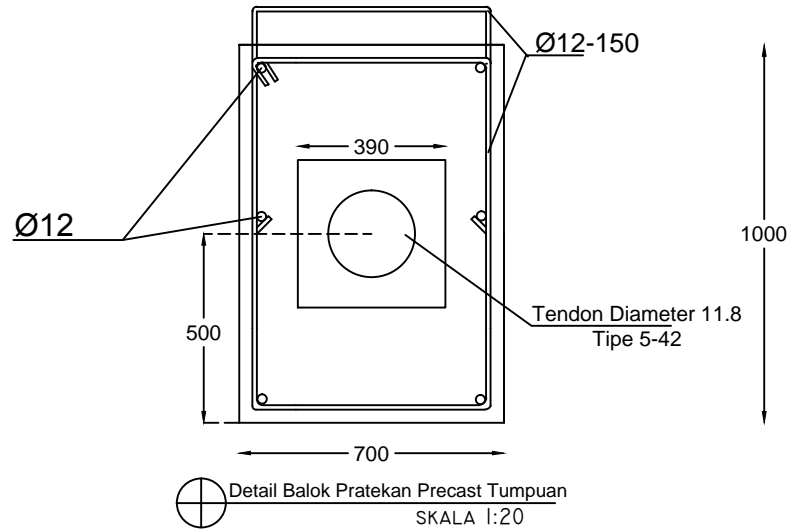
NOMOR GAMBAR

19

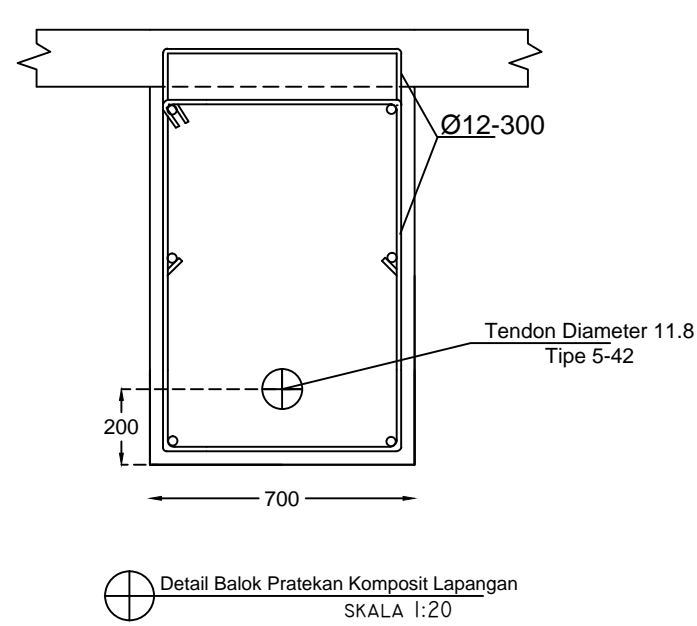
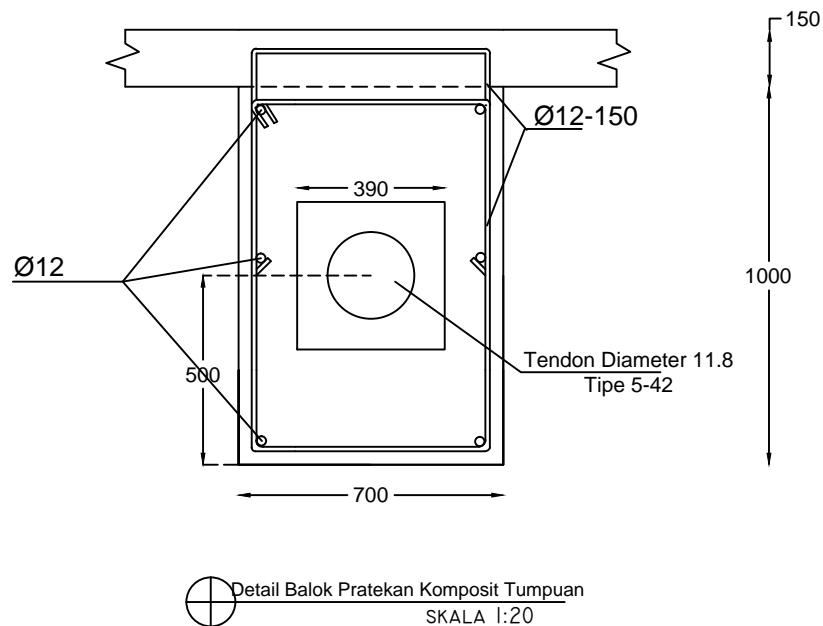
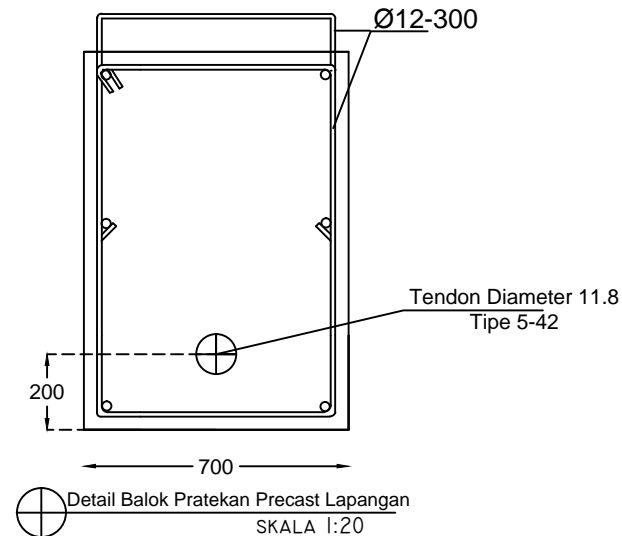
31

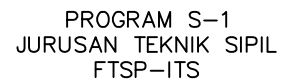
CATATAN

Tumpuan



Tengah Bentang





MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

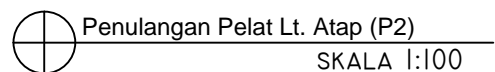
PENULANGAN PELAT

1 : 100

20

31

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

PENULANGAN PELAT

SKALA

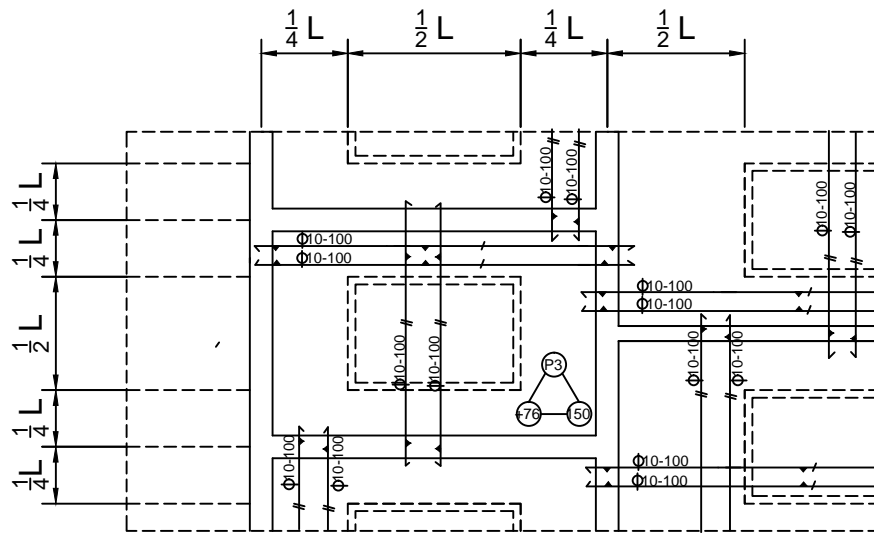
1 : 100

NOMOR GAMBAR

2I

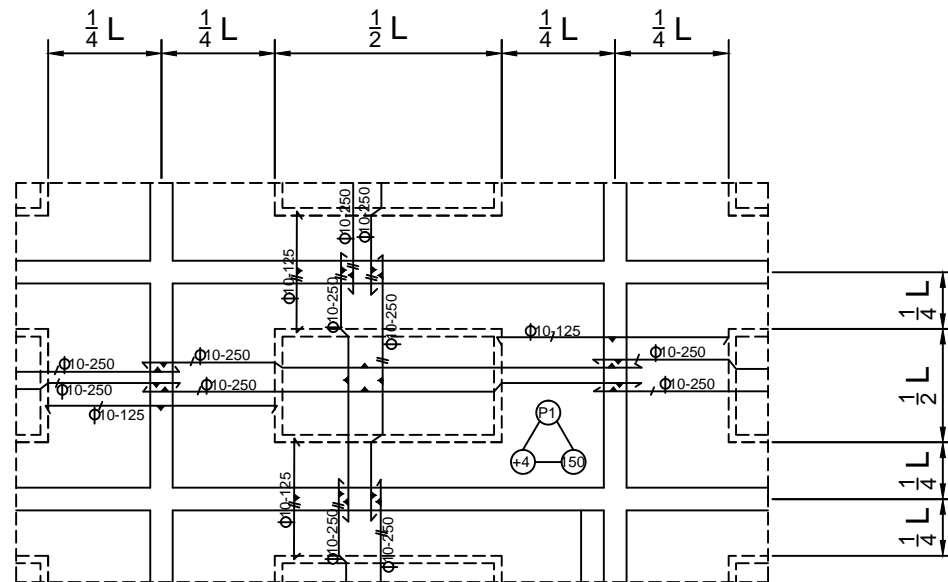
3I

CATATAN



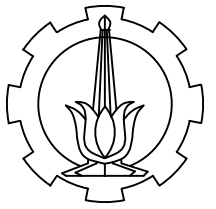
Penulangan Pelat Lt. Helipad (P3)

SKALA 1:100



Penulangan Pelat Basement (PB)

SKALA 1:100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL TANGGA

SKALA

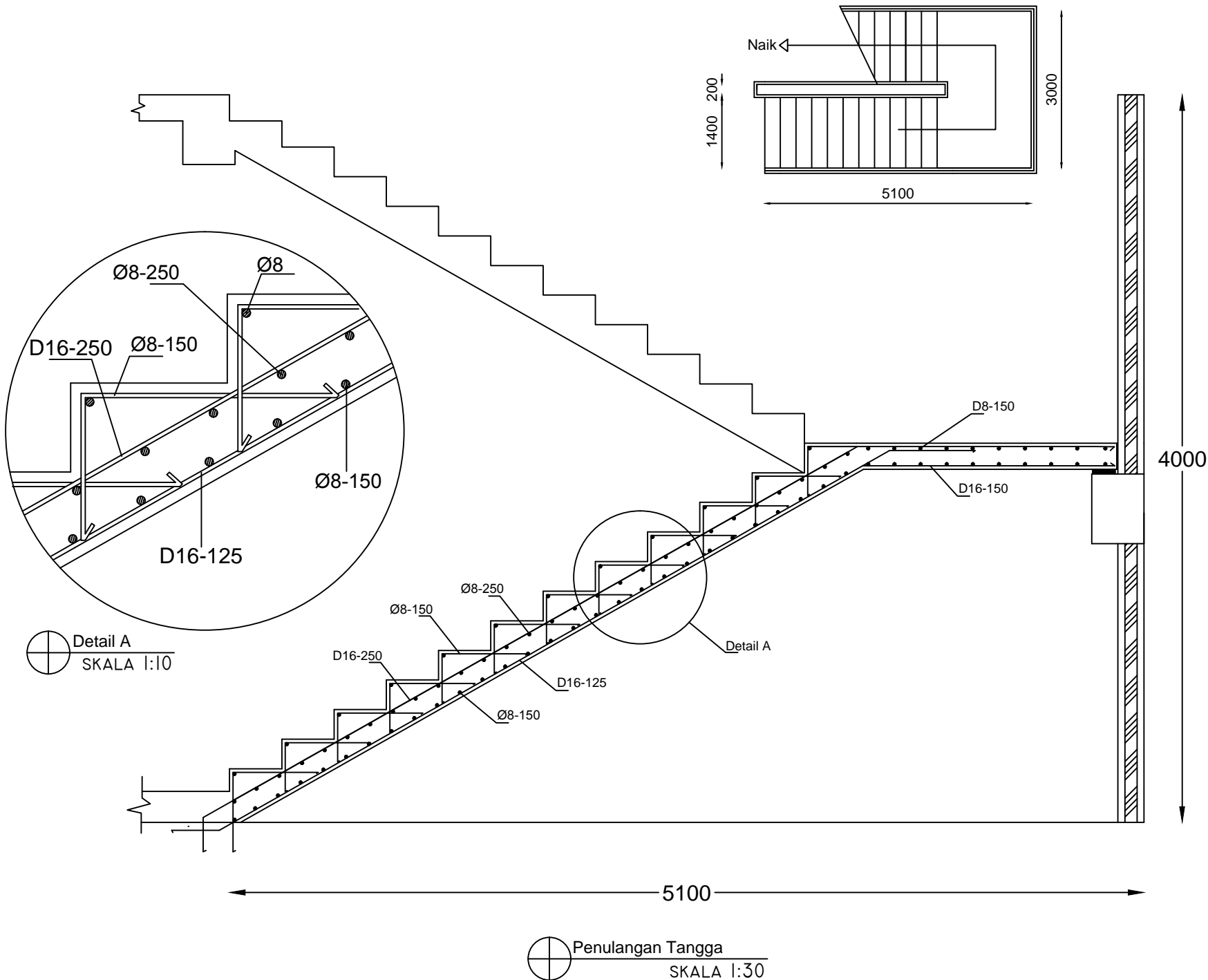
1 : 30
1 : 10

NOMOR GAMBAR

22

31

CATATAN





PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL RAMP

SKALA

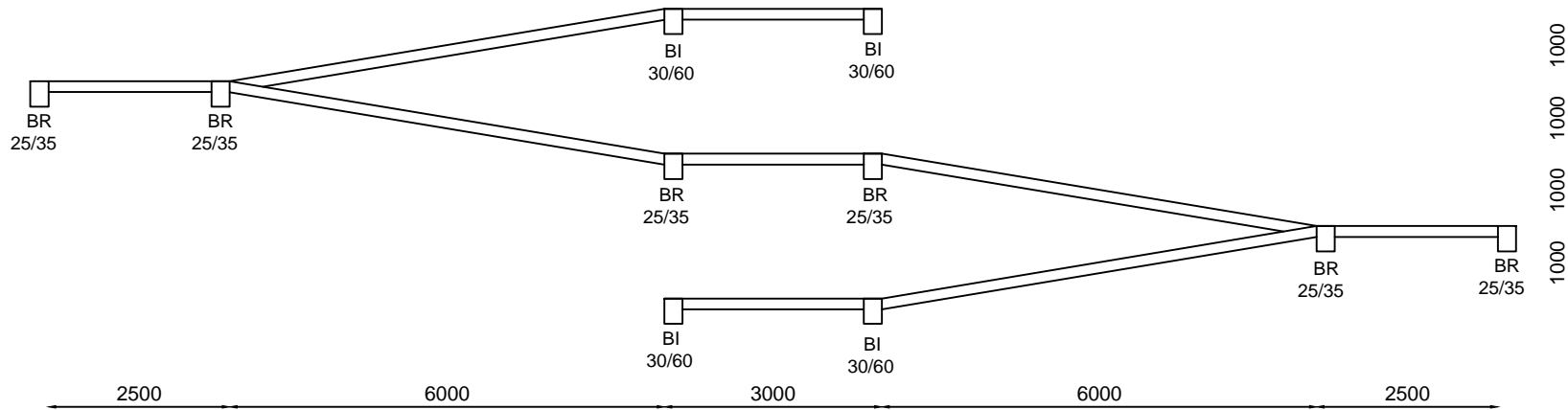
1 : 30

NOMOR GAMBAR

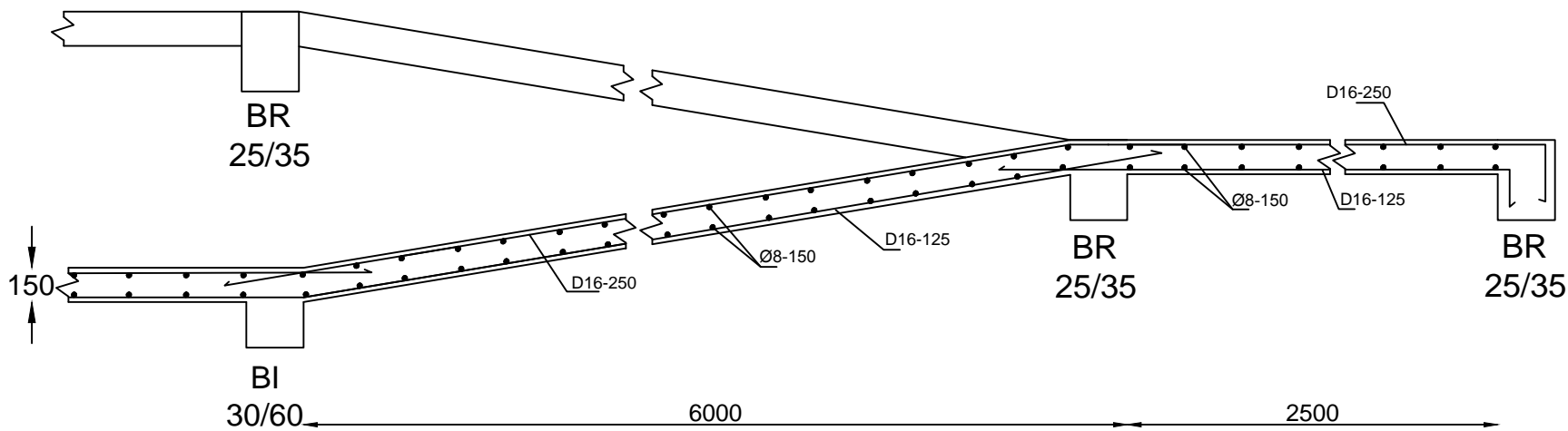
23

31

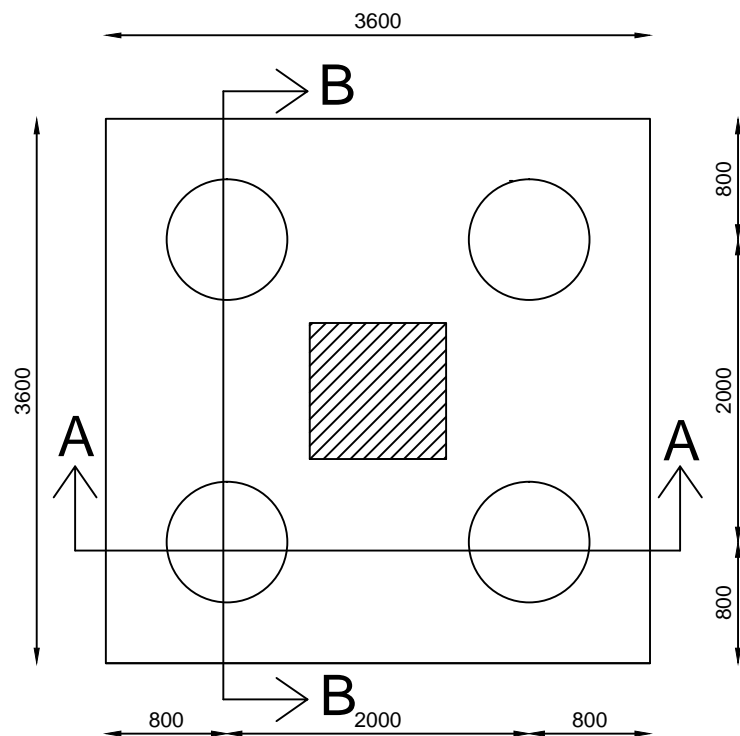
CATATAN



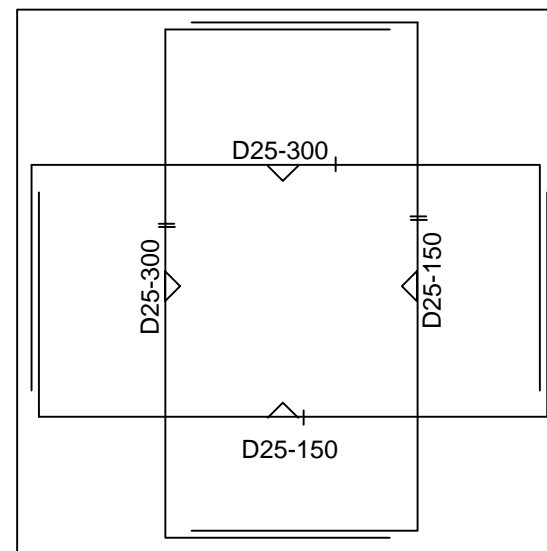
Tampak Samping Ramp
SKALA 1:30

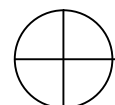


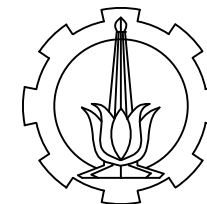
Penulangan Ramp
SKALA 1:30




Denah Pondasi Tipe 1
 SKALA 1:50




Detail Penulangan Poer Tipe 1
 SKALA 1:50



PROGRAM S-1
 JURUSAN TEKNIK SIPIL
 FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
 GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
 PEKANBARU MENGGUNAKAN
 BETON BERTULANG DAN
 SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
 BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
 31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
 POER TIPE I

SKALA

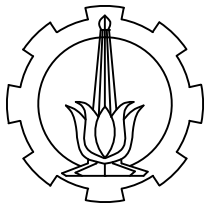
1 : 50

NOMOR GAMBAR

24

31

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER TIPE I

SKALA

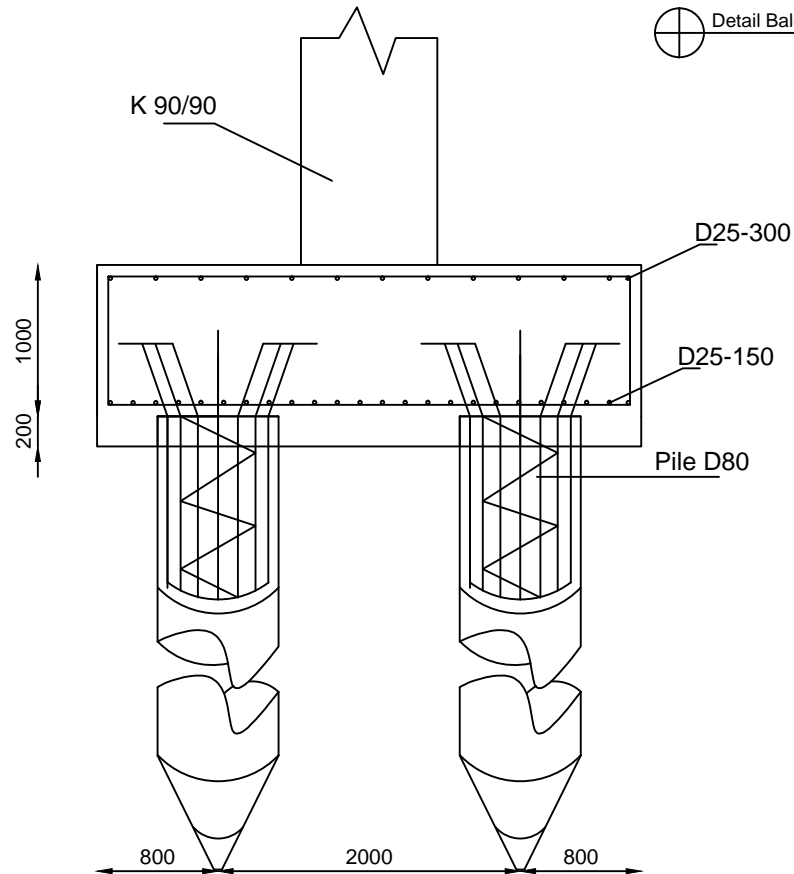
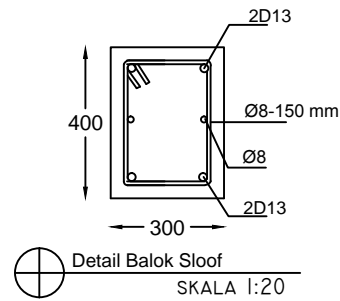
1 : 50

NOMOR GAMBAR

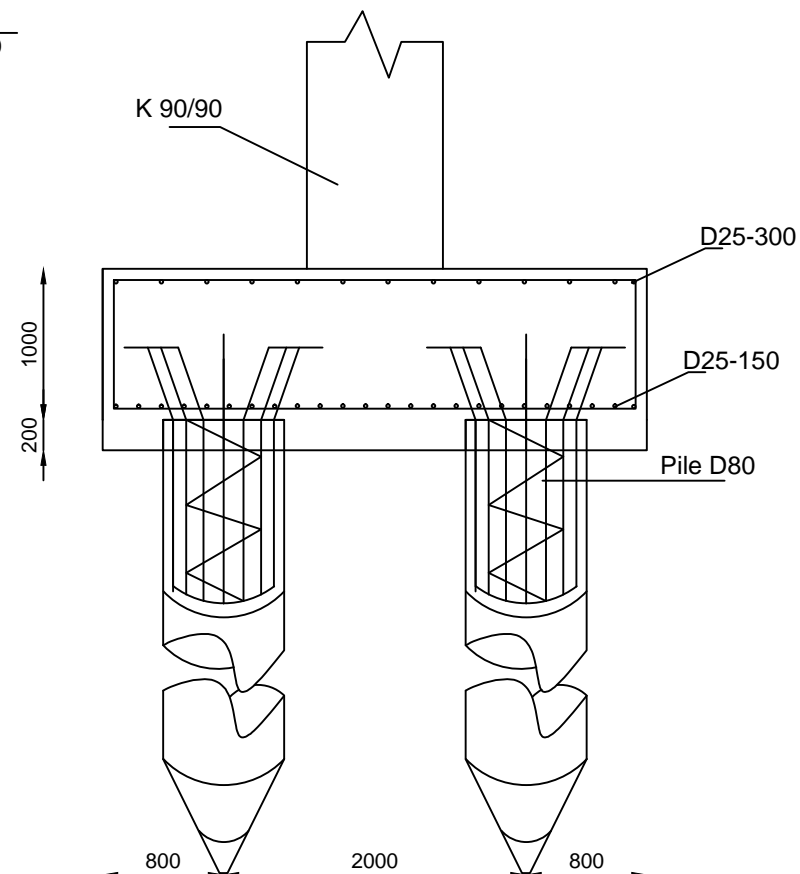
25

31

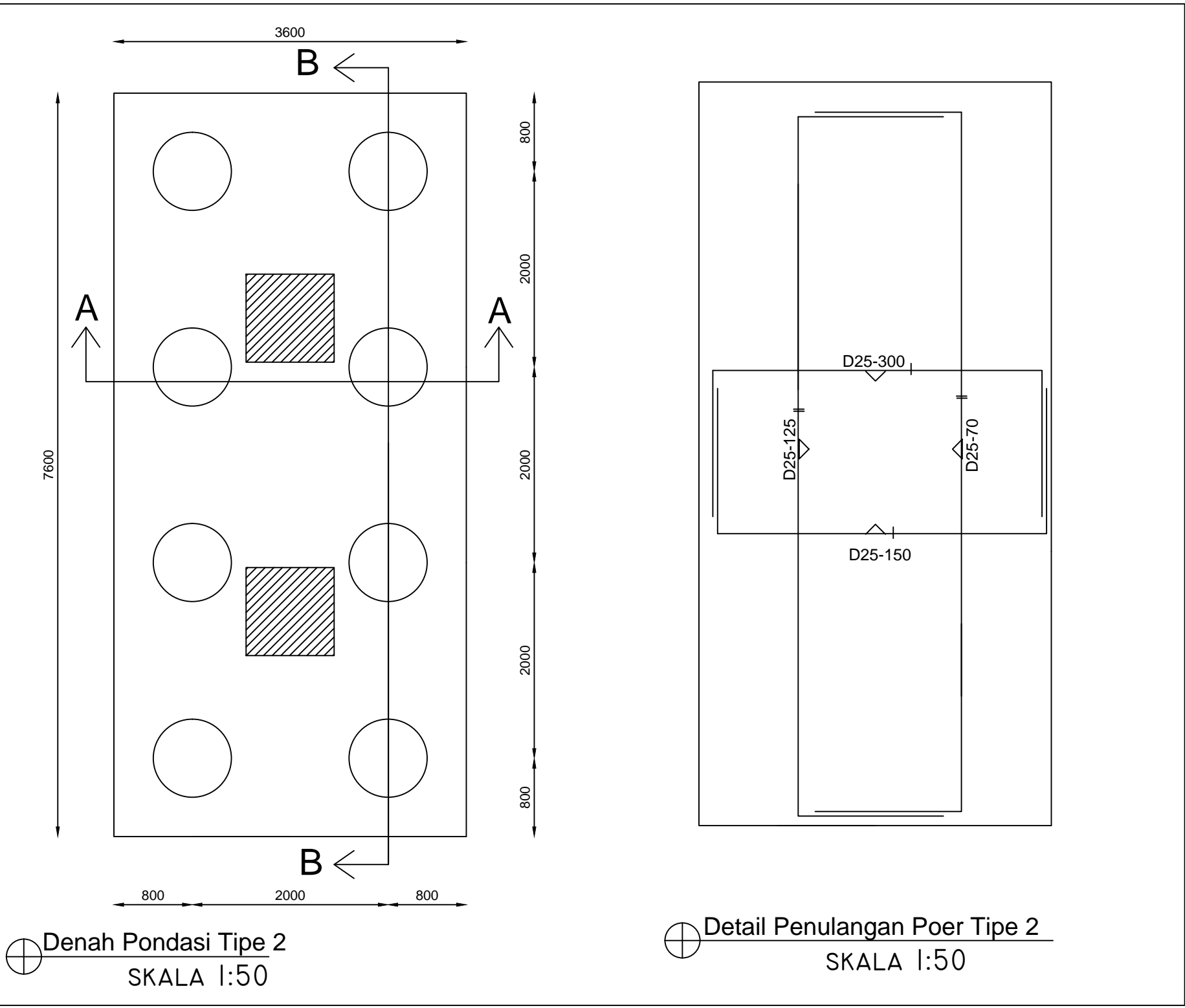
CATATAN




Potongan A Tipe 1
SKALA 1:50



Potongan B Tipe 1
SKALA 1:50



 PROGRAM S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS	
JUDUL TUGAS AKHIR	
MODIFIKASI PERENCANAAN GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM PEKANBARU MENGGUNAKAN BETON BERTULANG DAN SEBAGIAN PRATEKAN	
DOSEN PEMBIMBING	
PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA. BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD	
MAHASISWA	
IKHSAN FAHROZI 31 12 100 705	
JUDUL GAMBAR	
DETAIL PENULANGAN POER TIPE 2	
SKALA	
1 : 50	
NOMOR GAMBAR	
26	31
CATATAN	



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER TIPE 2

SKALA

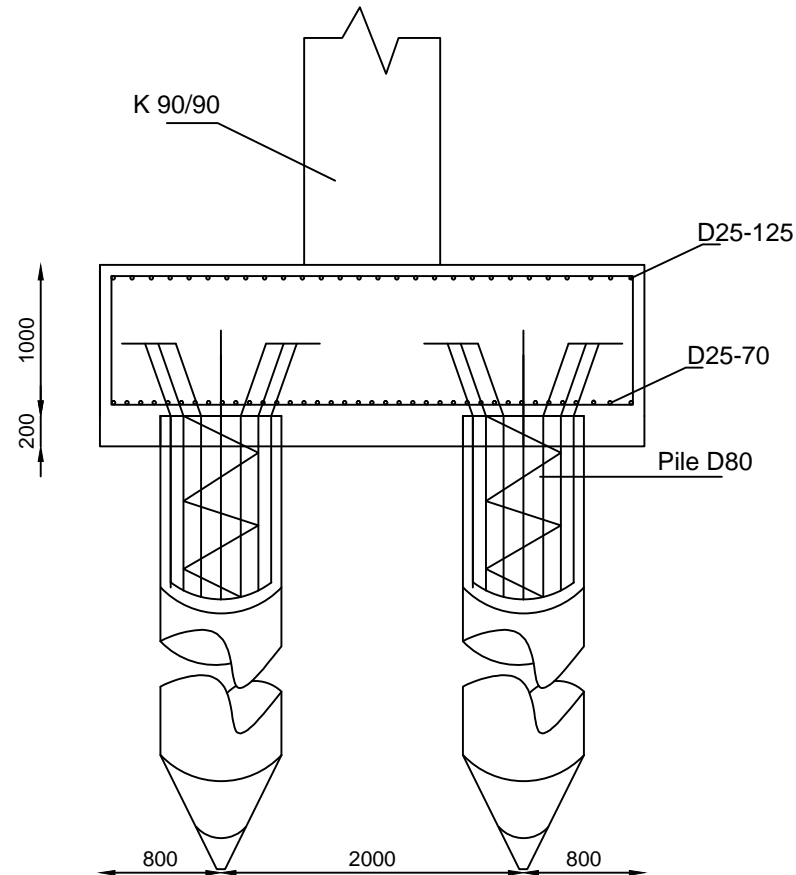
1 : 50

NOMOR GAMBAR

27

31

CATATAN



⊕ Potongan A Tipe 2
SKALA 1:50



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER TIPE 2

SKALA

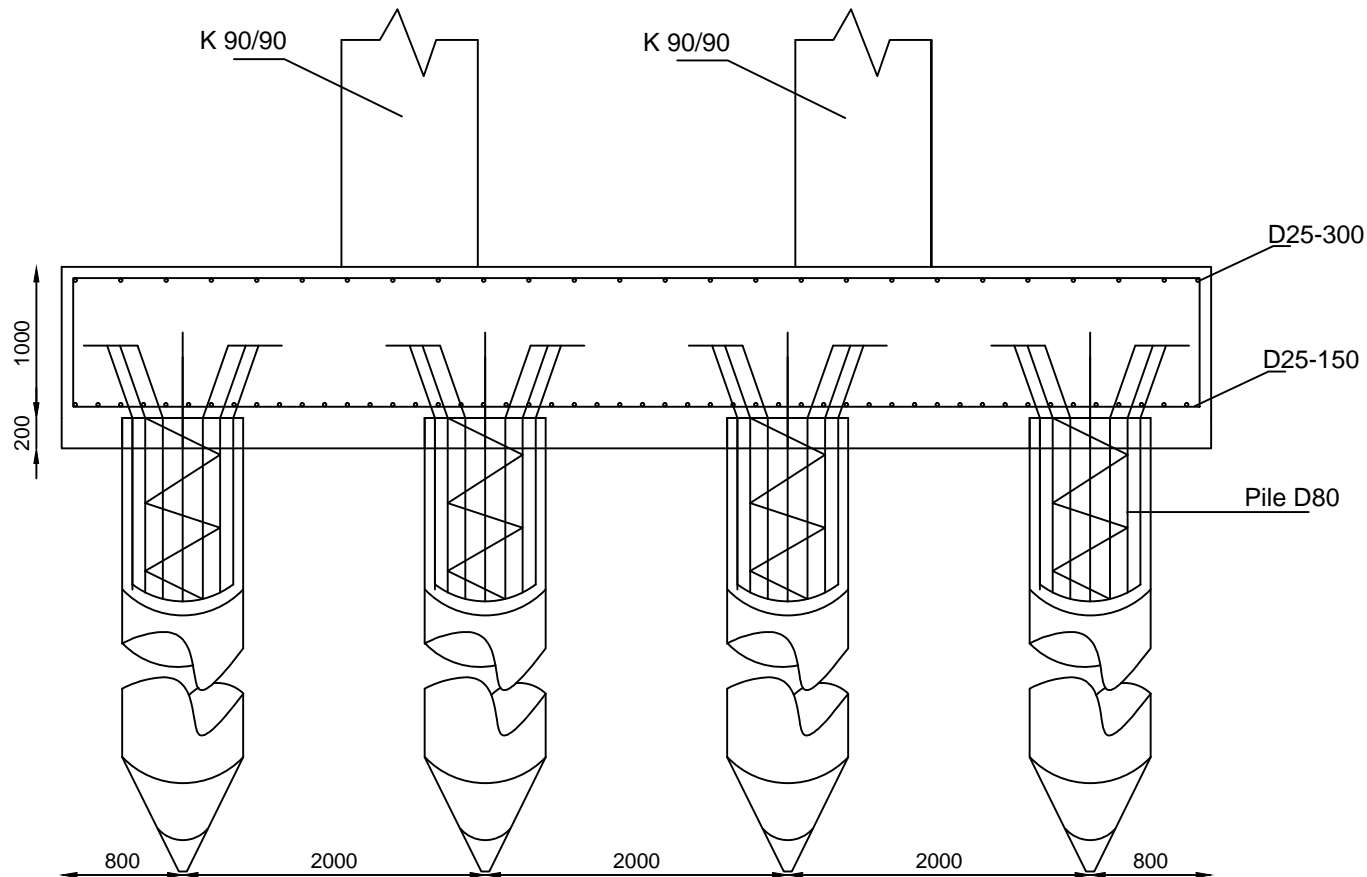
1 : 50

NOMOR GAMBAR

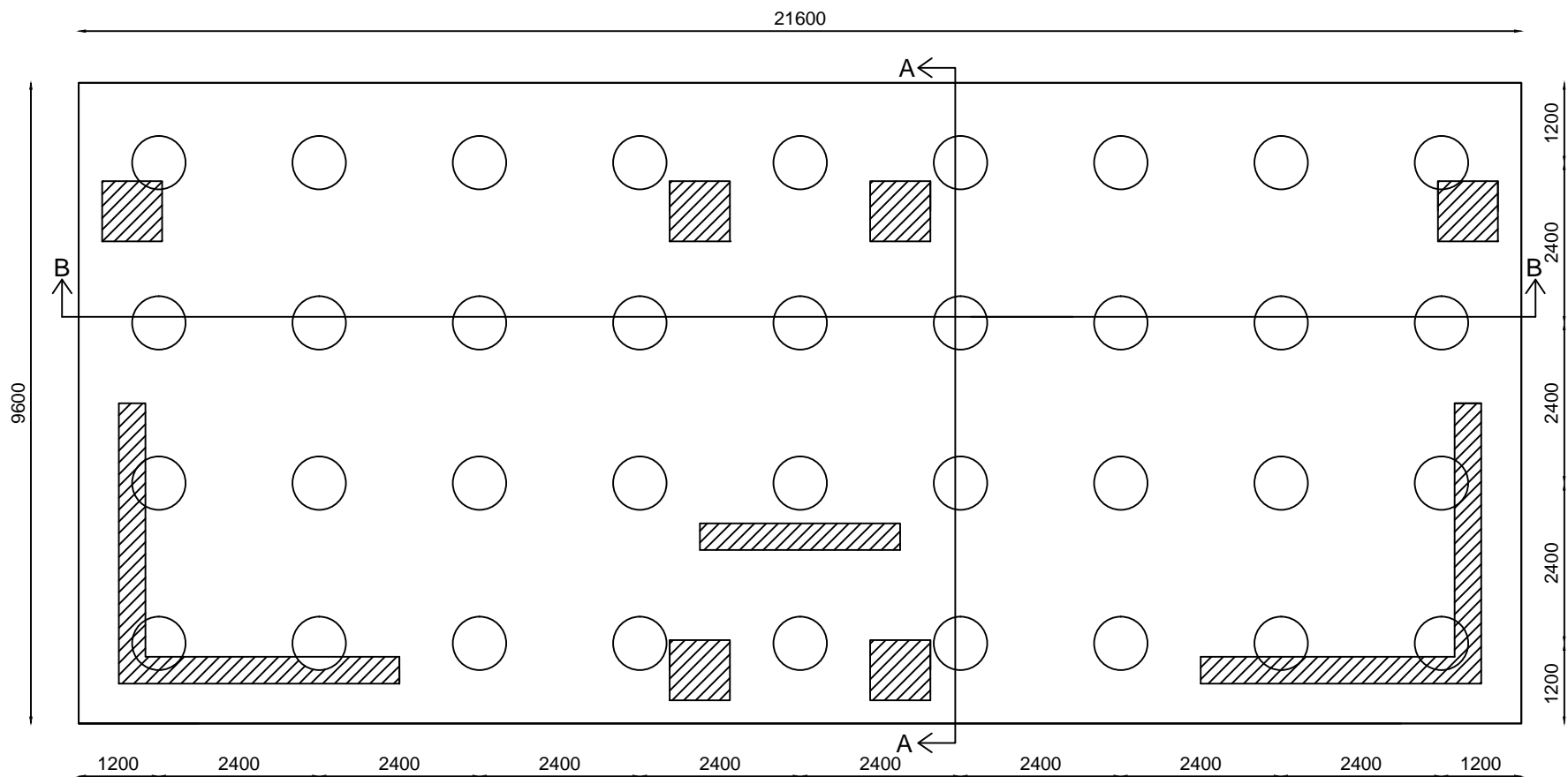
28

31

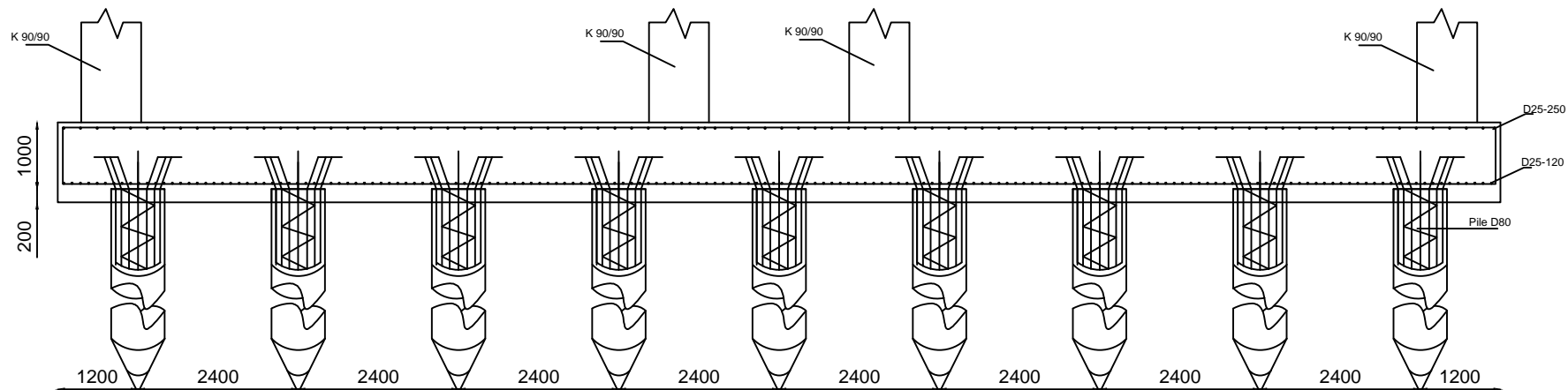
CATATAN



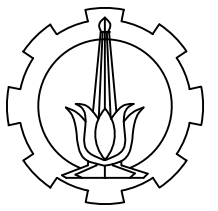
⊕ Potongan B Tipe 2
SKALA 1:50



Denah Pondasi Sw Tipe 1
SKALA 1:100



Potongan B SW Tipe 1
SKALA 1:100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER SW TIPE I

SKALA

1 : 100

NOMOR GAMBAR

29

31

CATATAN



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER SW TИPE 2

SKALA

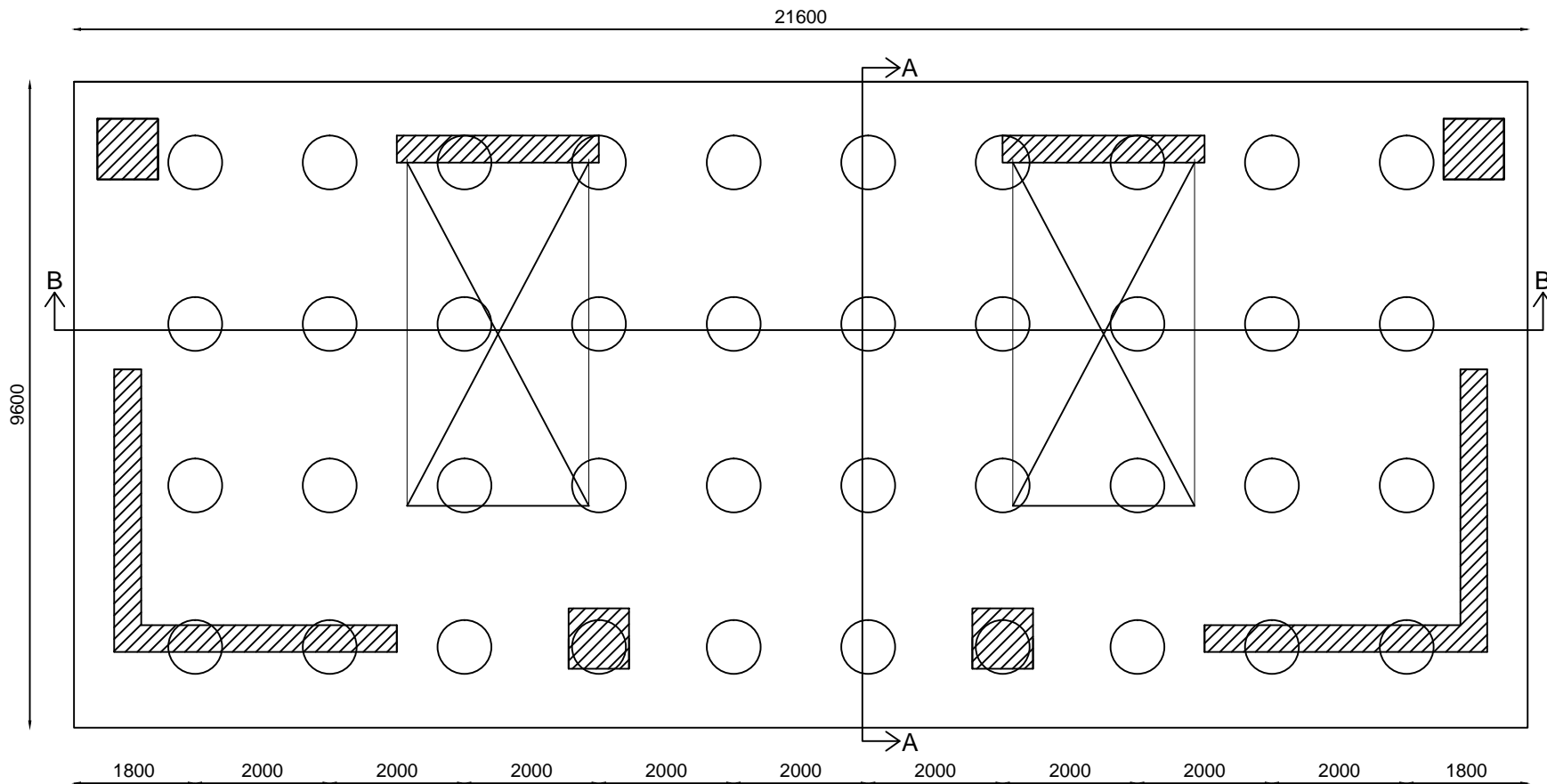
1 : 100

NOMOR GAMBAR

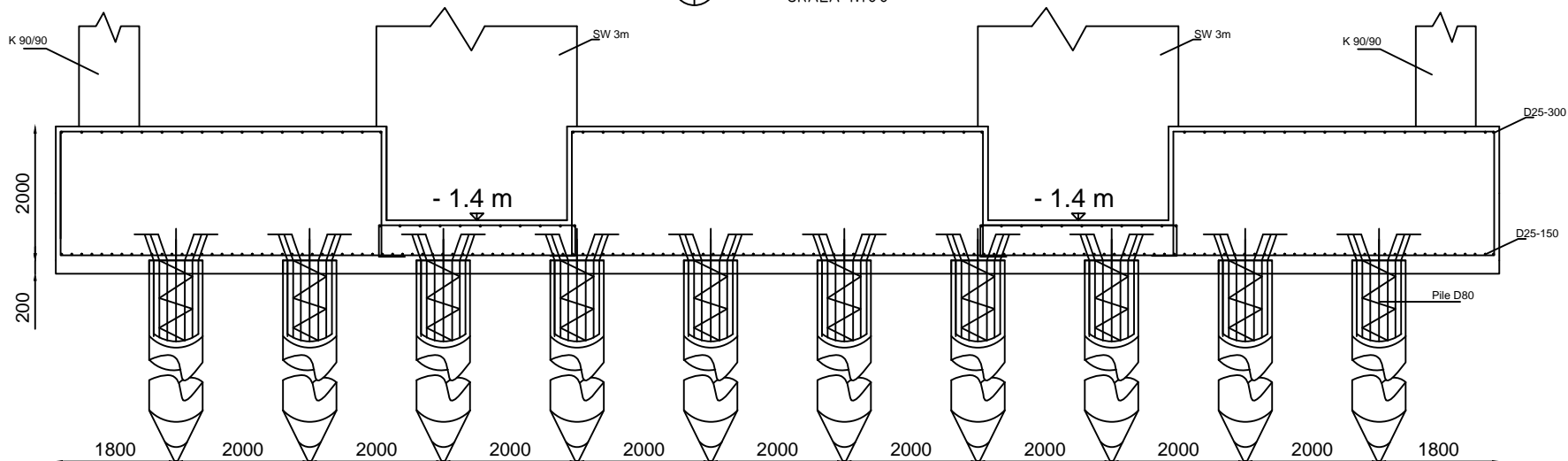
30

31

CATATAN



Denah Pondasi Sw Tipe 2
SKALA 1:100



Potongan B Sw Tipe 2
SKALA 1:100



PROGRAM S-1
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

MODIFIKASI PERENCANAAN
GEDUNG RUMAH SAKIT UMUM
PEKANBARU MENGGUNAKAN
BETON BERTULANG DAN
SEBAGIAN PRATEKAN

DOSEN PEMBIMBING

PROF. DR. IR. IGP RAKA, DEA.
BUDI SUSWANTO, ST.MT.PHD

MAHASISWA

IKHSAN FAHROZI
31 12 100 705

JUDUL GAMBAR

DETAIL PENULANGAN
POER

SKALA

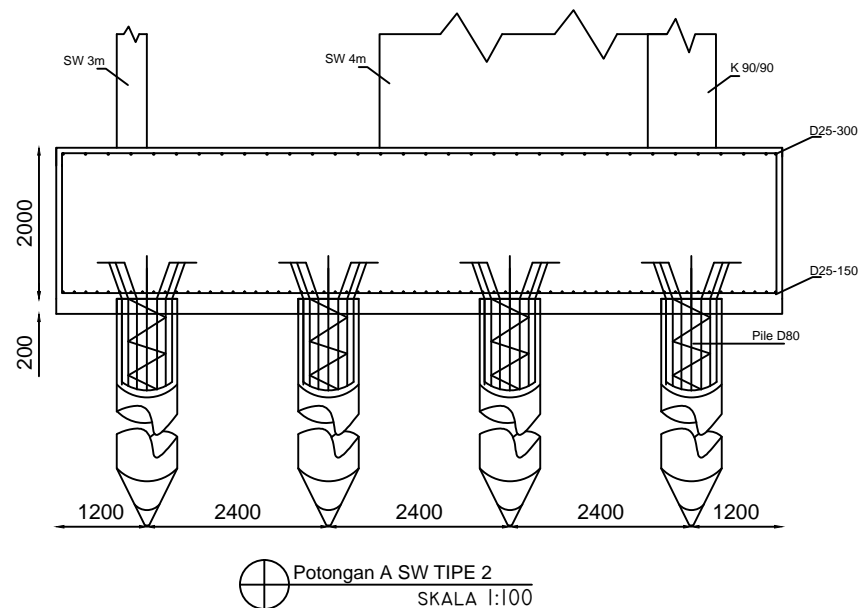
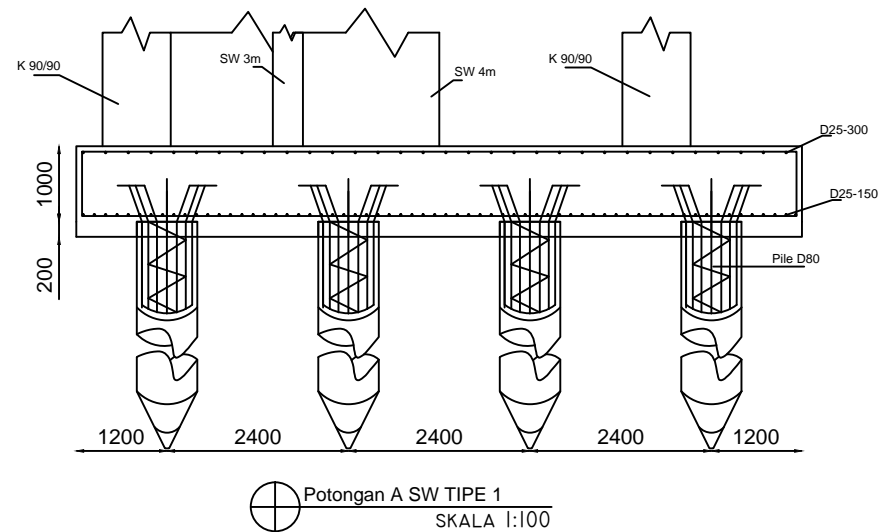
1 : 100

NOMOR GAMBAR

31

31

CATATAN



BAB X

KESIMPULAN DAN SARAN

10.1 Kesimpulan

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Modifikasi Perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru Menggunakan Beton Bertulang dan Sebagian Pratekan ini ditarik kesimpulan, diantaranya adalah sebagai berikut:

1. Perencanaan balok pratekan didasari oleh kebutuhan ruang pertemuan dengan luas yang maksimal tanpa adanya kolom-kolom yang menghalangi pada lantai 15 dan 16.
2. Perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru memiliki dimensi struktur sekunder dan struktur utama yang dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2013, ditunjukkan sebagai berikut:

Struktur Sekunder:

- Balok anak
 - BA 1 : 30/45 cm
 - BA 2 : 30/60 cm
- Balok Ramp : 25/35 cm
- Blok lift : 40/60 cm
- Balok bordes : 25/35 cm
- Tebal Pelat bordes : 15 cm
- Tebal Pelat tangga : 15 cm
- Tebal pelat lantai : 15 cm
- Tebal Pelat Atap : 15 cm
- Tebal Pelat basement : 20 cm
- Tebal Pelat Hellipad : 15 cm

Struktur Utama:

- Balok Induk : 30/60 cm
 - Balok Prategang : 70/100 cm
 - Kolom
 - Kolom lantai 12-Atap : 60/60 cm
 - Kolom lantai 7-11 : 70/70 cm
 - Kolom lantai 3-6 : 80/80 cm
 - Kolom lantai basement-2 : 90/90 cm
 - Tiang Pancang : D80
 - Dinding penahan tanah : sheet pile
3. Beban-beban yang bekerja diambil berdasarkan PPIUG 1983 dan SNI 03-1727-2012.
 4. Balok pratekan menggunakan system konsol pada kolom.
 5. Analisa struktur menggunakan program bantu SAP 2000 versi 16.0.0.
 6. Perhitungan gaya gempa pada perencanaan gedung menggunakan analisa respons spektrum di daerah Pekanbaru, sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012.
 7. Perencanaan detail gedung menggunakan peraturan SNI 03-2847-2013, dengan sistem gedung yang digunakan ialah Sistem ganda.
 8. Pondasi direncanakan sesuai ketentuan yang berlaku dan menerima beban dari atas melalui poer. Dinding penahan tanah hanya berfungsi sebagai penahan tanah, tidak menjadi dinding struktural.
 9. Hasil analisa struktur yang telah dilakukan pada perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru dituangkan pada gambar teknik yang terdapat pada lampiran.

10.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa adalah sebagai berikut:

1. Perlunya penelitian lebih lanjut untuk mendapatkan dimensi yang tepat untuk preliminary balok prategang.
2. Perlu dilakukannya kontrol terhadap eksentrisitas tidak terduga menggunakan program bantu ETABS, dengan menambahkan eksentrisitas sebesar 5%

(halaman ini sengaja dikosongkan)

DAFTAR PUSTAKA

- Ankit, Sahu dkk. 2014. *Cost Comparison Between Rcc and Post-Tensioned Prestressed Beams Spanning 26m*. New Delhi.
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2012)**. Jakarta: BSNI.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)**. Jakarta: BSNI.
- Departemen Pekerjaan Umum, 1971. **Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971)**, Bandung : PU
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983**. Jakarta: PU.
- Ed, Cross. 2008. *Post-Tensioning In Building Structure*. America.
- Hasan A.R, Sudrajat dkk. 2005. **Kajian Struktur Gedung Bertingkat Balok Beton Prategang Akibat Beban Lateral**. Bandung.
- Lin, T.Y., dan Burns, N.H. 2000. **Desain Struktur Beton Prategang Jilid 1**. Jakarta: Erlangga.
- Nawy, Edward G. 1996. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach, 2nd Edition**. New Jersey: Prentice Hall.
- Suryadi, Tri. 2009. **Pengaruh Permodelan Kolom Terhadap Balok Beton Prategan Tiga Bentang Non-Simetris**. Banten.

- U.S. Department of Transportation, Federal Aviation Administration. 2004. *Advisory Circular No : 150/5390-2B Heliport Design*, U.S
- Wendy, Yenvy. 2009. **Pengaruh Desain *Prestressed* Balok Bentang Terpanjang Terhadap Elemen- Elemen Struktur Lainnya.** Padang.

BIODATA PENULIS



Penulis yang bernama lengkap Ikhsan Fahrozi ini dilahirkan di Pekanbaru pada tanggal 14 Oktober 1993. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 001 Pekanbaru, SMP Negeri 4 Pekanbaru dan SMA Negeri 8 Pekanbaru. Lulus dari SMA, penulis kemudian melanjutkan pendidikan program sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil ITS pada tahun 2012 melalui jalur kemitraan dan terdaftar dengan NRP 3112100705. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2016 dengan judul Tugas Akhir *“Modifikasi Perencanaan Gedung Rumah Sakit Umum Pekanbaru Menggunakan Beton Bertulang dan Sebagian Pratekan”*.

Email : ikhsanfahrozi93@gmail.com